

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL
AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN
DE SIETE NIVELES Y UN SÓTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES
SÍSMICOS”

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR LOS BACHILLERES

LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

AREQUIPA – PERU

2014



A Dios, a nuestros padres, a nuestro asesor de tesis, a nuestros profesores y a nuestros amigos, que con su constante apoyo y confianza nos motivaron a seguir adelante para dar lo mejor.

RESUMEN

El presente proyecto de tesis, comprende un análisis comparativo de una edificación convencional y la misma edificación pero con la inclusión de aisladores sísmicos en la base, que consiste en colocar una interfase flexible entre el suelo y la estructura. Se busca analizar el comportamiento de ambos modelos bajo las mismas solicitaciones sísmicas que por encontrarse en la ciudad de Arequipa (zona 3 según la norma E 030) presenta gran riesgo sísmico.

Se espera reducir las fuerzas sísmicas en la estructura aislada, así como los daños que sufriría la misma, los aisladores son dispositivos que cuentan con una elevada rigidez a cargas verticales, pero son flexibles en el plano horizontal, lo que generará grandes desplazamientos laterales, pero derivas menores en la superestructura.

Se emplearán aisladores elastoméricos, los cuales aprovechan la flexibilidad del material similar al caucho para conseguir una baja rigidez lateral, pero lo combinan con planchas de acero para elevar la rigidez vertical.

Luego de analizados y diseñados ambos modelos (convencional y aislado), se procedió a una comparación para observar las ventajas en el comportamiento estructural y diferencias en los costos y tiempo, a partir de ello, se concluirá cuan beneficioso es el uso de este tipo de protección sísmica el procedimiento y recomendaciones para su diseño.

INDICE

CAPITULO I	1
1. INTRODUCCION Y ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. PROBLEMÁTICA DE LA REALIDAD SÍSMICA	2
1.3. POSIBLE SOLUCION	2
1.4. OBJETIVOS	3
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.4.2. OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	3
1.5. DESCRIPCIÓN ARQUITECTURA BÁSICA DEL EDIFICIO CAJA MUNICIPAL CUSCO	3
1.6. DATOS PRINCIPALES DE LA ESTRUCTURA A ANALIZAR	4
CAPITULO II:.....	5
2. MARCO TEORICO	5
2.1. GENERALIDADES DE DISEÑO ANTISÍSMICO CONSIDERADOS	5
2.1.1. NORMA PERUANA E.030	5
2.1.2. UNIFORM BUILDING CODE 1997 (UBC 97).....	6
2.2. AISLACIÓN SÍSMICA.....	7
2.2.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA AISLACIÓN SÍSMICA	7
2.2.2. TIPOS DE AISLADORES.....	10
2.2.3. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO	16
2.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	25
CAPITULO III:	29
3. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS PROPUESTOS.....	29
3.1. ESTRUCTURACIÓN	29
3.1.1. ELEMENTOS DE TRANSMISIÓN DE CARGAS DE GRAVEDAD	29
3.1.2. ELEMENTOS DE TRANSMISIÓN DE CARGAS SÍSMICAS	30
3.1.2.1. EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS.....	30
3.1.2.2. EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	30
3.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	30
3.2.1. LOSAS.....	31
3.2.1.1. LOSAS ALIGERADAS.....	31
3.2.1.2. LOSAS MACIZAS.....	31

3.2.2.	VIGAS	32
3.2.3.	COLUMNAS	32
3.2.4.	PLACAS.....	33
3.3.	CÁLCULO ESTRUCTURAL	33
3.3.1.	EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	35
3.3.1.1.	METRADO DE CARGAS	35
3.3.1.2.	CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA CARGAS SÍSMICAS SIN LA INCORPORACIÓN AISLADORES SÍSMICOS	38
3.3.1.3.	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	44
3.3.2.	EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	50
3.3.2.1.	METRADO DE CARGAS	50
3.3.2.2.	CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA CARGAS SÍSMICAS CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	51
CAPITULO IV	93
4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS PROPUESTOS	93
4.1.	ELEMENTOS PARA TRANSMISIÓN DE CARGAS VERTICALES.....	93
4.1.1.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	93
4.1.1.1.	EJEMPLO DISEÑO DE UN ALIGERADO EDIFICIO CONVENCIONAL.....	98
4.1.1.2.	EJEMPLO DISEÑO DE UN ALIGERADO EDIFICIO AISLADO.....	104
4.1.2.	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	104
4.1.2.1.	EJEMPLO DISEÑO DE UNA LOSA MACIZA EDIFICIO CONVENCIONAL....	106
4.1.2.2.	EJEMPLO DISEÑO DE UNA LOSA MACIZA EDIFICIO AISLADO.....	108
4.1.3.	DISEÑO DE VIGAS.....	108
4.1.3.1.	EJEMPLO DE UNA VIGA EDIFICIO CONVENCIONAL	112
4.1.3.2.	EJEMPLO DISEÑO DE UNA VIGA EDIFICIO AISLADO	121
4.2.	ELEMENTOS PARA TRANSMISIÓN DE CARGAS LATERALES	134
4.2.1.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	134
4.2.1.1.	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA EDIFICIO CONVENCIONAL....	139
4.2.1.2.	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA EDIFICIO AISLADO.....	150
4.2.2.	DISEÑO DE PLACAS	161
4.2.2.1.	EJEMPLO DISEÑO DE UNA PLACA	164
4.2.3.	DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION	171
4.2.3.1.	EJEMPLO DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN.....	172
4.3.	CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA	175

4.3.1. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	175
4.3.1.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN EDIFICIO CONVENCIONAL.....	177
4.3.1.2. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN EDIFICIO AISLADO	194
4.4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES	194
4.4.1. DISEÑO DE ESCALERAS.....	194
4.4.2. DISEÑO DE AISLADORES SISMICOS	196
4.4.3. DISEÑO DE TABIQUERÍA INTERNA	200
CAPITULO V	203
5. COSTOS Y PRESUPUESTOS DE LOS MODELOS PROPUESTOS	203
5.1. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	203
5.2. EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	204
5.2.1. METRADO	204
5.3. EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	207
5.3.1. METRADO	207
5.3.2. PRESUPUESTO.....	208
CAPITULO VI:.....	210
6. PROGRAMACION DE OBRA DE LOS MODELOS PROPUESTOS	210
6.1. EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	210
6.2. EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS	210
CAPITULO VII:	211
7. COMPARACIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS.....	211
7.1. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL OBTENIDO CON CADA MODELO.	211
7.2. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS COSTOS OBTENIDOS CON CADA MODELO, ASÍ COMO EL BENEFICIO QUE SE PODRÍA OBTENER AL HACER USO DE AISLADORES SÍSMICOS.....	218
7.3. COMPARACIÓN DE TIEMPOS QUE SE EMPLEARAN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CADA MODELO.....	220
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	216
BIBLIOGRAFIA	224
ANEXOS	225

CAPITULO I

1. INTRODUCCION Y ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

A través de los años el ser humano ha hecho frente a diversos fenómenos sísmicos, siendo estos, motivo de numerosas investigaciones realizadas por la sismología la cual estudia terremotos y la propagación de las ondas mecánicas (sísmicas) que se generan en el interior y la superficie de la tierra , hoy en día no escapa de nuestro entendimiento el comportamiento y origen de los sismos, pero un problema real que persiste a través del tiempo es la manera de poder hacerles frente para mitigar sus daños. Por ello la misión de la ingeniería civil está orientada a construir edificaciones seguras capaces de proteger la vida, así como generar tecnologías que ayuden a reducir e idealmente eliminar la peligrosidad sísmica.

Sin embargo, la construcción de edificaciones convencionales en las que no ocurra daño alguno durante un sismo podría resultar muy costosa y muchas veces de difícil diseño si la estructura planteada interfiere con los requerimientos arquitectónicos, mecánicos, etc. En consecuencia, para mejorar el comportamiento de ciertas edificaciones ante un evento sísmico e incluso poder diseñar a fin de evitar cualquier daño a la estructura y sus contenidos, conviene considerar un sistema de aislamiento que modifique las características dinámicas de la estructura.

Esta tesis observa la implementación de sistemas de aislación en una estructura y se involucra con el procedimiento de diseño de una estructura aislada, así como el diseño de una estructura convencional, para finalmente poder realizar una comparación entre ambas y poder mostrar claramente cuáles son los beneficios de una estructura aislada.

1.2. PROBLEMÁTICA DE LA REALIDAD SÍSMICA

Actualmente atravesamos una realidad donde la inclusión del análisis sísmico es imprescindible en todo diseño de estructuras, esto debido al gran riesgo sísmico que existe en nuestro país por el cual cruza el cinturón de fuego del pacifico que afecta a distintas ciudades incluida nuestra ciudad: Arequipa, la cual es escenario de frecuentes eventos sísmicos, estos por ser de carácter probabilístico, es decir a la fecha no hay persona, programa o máquina que pueda precisar la magnitud, el lugar o la fecha en que estos ocurrirán, se convierte en un fenómeno natural el cual no podemos evitar pero si lidiar o contrarrestar sus efectos, existen diversos sistemas de protección sísmica, uno de ellos es el uso de aisladores sísmicos, el problema radica en que este ítem no está normado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E-030, es por ello que muchos ignoramos el funcionamiento, uso y beneficio de los mismos, es decir que tanto afecta su inclusión en un diseño en el comportamiento de la estructura en cuanto a los desplazamientos y distorsiones.

1.3. POSIBLE SOLUCION

Como posible solución para la problemática sísmica expuesta anteriormente en el presente trabajo de tesis, se plantea la ejecución del análisis y diseño del sistema de aislamiento de uno de los bloques que conforman el edificio Caja Municipal Cusco, de tal manera que cumpla con los requerimientos de máxima distorsión de entrepiso establecidos en la Norma Peruana E.030 de Diseño Sismo Resistente. Asimismo, se espera que el edificio provisto de aisladores sísmicos mejore de forma excepcional su comportamiento, reduciéndose las derivas y fuerzas cortantes.

Para ver tal comportamiento de una estructura aislada frente a una convencional se realizará el análisis, diseño y posterior comparación entre ambos modelos para comprobar las hipótesis planteadas de los aisladores como una alternativa de protección sísmica.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar una comparación entre dos estructuras de ahora en adelante llamados modelos, al primero de los modelos se realizará un análisis sin la incorporación de aisladores sísmicos y al segundo modelo se realizará el mismo análisis pero adicionando aisladores sísmicos en la base, para llegar a concluir a partir de qué punto es beneficioso el uso de estos aisladores, hablando en relación a diseño estructural (comportamiento de la estructura), costos y duración del proyecto.

1.4.2. OBJETIVO ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis y diseño de la estructura con y sin la incorporación de aisladores sísmicos.
- Realizar análisis de costos y presupuestos de ambos modelos (con y sin la incorporación de aislación sísmica).
- Realizar el cronograma Gantt para ambos modelos, obteniendo de esta manera el tiempo en el que se ejecutarán ambos modelos.
- Realizar la comparación entre ambos modelos en costos, duración del proyecto, análisis y diseño estructural (incluye comportamiento sísmico).

1.5. DESCRIPCIÓN ARQUITECTURA BÁSICA DEL EDIFICIO CAJA MUNICIPAL CUSCO

El edificio Caja Municipal Cusco fue construido en la ciudad del Cusco, destinado para oficinas de actividades financieras. Fue diseñado bajo las normas peruanas del Reglamento Nacional de Edificaciones, esta cuenta con tres bloques A, B, C, con las siguientes características:

	Área (m2)	# de Pisos	# de Sótanos
Bloque A	344	3	1
Bloque B	400.43	10	2
Bloque C	188.03	5	1



Figura 1.5.a.- EDIFICIO CAJA MUNICIPAL CUSCO

1.6. DATOS PRINCIPALES DE LA ESTRUCTURA A ANALIZAR

Se volverá a realizar el análisis y diseño estructural del bloque “A” de este edificio que con fines académicos se incrementara el número de niveles a un total de 7 niveles y un sótano. Para el análisis comparativo se tomará como base dos modelos; el primero consiste en el análisis y diseño de la estructura sin la incorporación de los aisladores sísmicos y bajo las normas del reglamento nacional de edificaciones; el segundo modelo consiste en el análisis y diseño de la misma estructura pero esta vez incorporando aisladores sísmicos en la base, la norma sismo resistente E-030 no considera el uso de aisladores sísmicos por lo que se utilizará la norma UBC-97 para el análisis sísmico de los aisladores.

La localización hipotética de este edificio será en la ciudad de Arequipa donde el riesgo sísmico es alto, por lo que la comparación se apreciará de mejor manera hablando del tema sísmico.

Quedando así las principales características para la edificación a analizar:

Bloque A	Sótano	1 y 2 piso	3 a 7 piso
área (m ²)	344	265.75	265.75
altura entrepiso (m)	3.54	3.71	3.37
Localización	Arequipa Z=0.4		
categoría edificación	C		

CAPITULO II:

2. MARCO TEORICO

2.1. GENERALIDADES DE DISEÑO ANTISÍSMICO CONSIDERADOS

2.1.1. NORMA PERUANA E.030

En el desarrollo de la presente tesis se hará uso de los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, con la norma E030, la misma contempla 2 métodos de análisis, el análisis estático y el análisis dinámico. El análisis estático representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación, este debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura según se establece en el Artículo 14 (14.2). Por otro lado el análisis dinámico podrá realizarse mediante procesos de combinación espectral o por medio del análisis tiempo-historia, para la presente edificación se utilizará combinación espectral.

Por otra parte la filosofía sismoresistente consiste en:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

En concordancia con la filosofía la norma establece los siguientes principios para el diseño

- La estructura no deberá colapsar, ni causar daños graves a las personas.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentado posibles daños dentro de los límites aceptables

Respetando la filosofía sismoresistente así como las normas establecidas en el R.N.E., el presente proyecto se basa en aminorar considerablemente los daños causados por sismos y consecuentemente con esto preservar y cuidar la vida de las personas.

2.1.2. UNIFORM BUILDING CODE 1997 (UBC 97)

En el capítulo 16 de este código se describen los dos procedimientos para el análisis y diseño de una estructura con aislación sísmica. Para el análisis se describe los procedimientos: estático y dinámico, el primero regulado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que comprende el análisis de respuesta espectral y/o el análisis tiempo-historia.

Se resalta que los procedimientos de análisis y diseño están basados fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M .

Símbolos y Notaciones:

- S_a : Sistema de Aislación.
- B_D : Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.
- B_M : En el desplazamiento máximo.
- b y d : Ancho y largo de la estructura.
- D_{TD} : Desplazamiento total de diseño de un elemento del SA considerando torsión.
- $K_{D_{\max}}$: Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.
- T_D : Periodo en el desplazamiento de diseño.
- T_M : Periodo en el desplazamiento máximo.
- CVM y CVD: Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.

Criterios para la selección del procedimiento de análisis:

La selección del procedimiento a llevar a cabo está basada en las características de la zona donde se edificará, tipo de suelo, la aceleración vertical, sistema estructural y la altura del edificio.

Para un análisis estático la estructura debe cumplir con los siguientes requerimientos planteados en la UBC 1997 Capítulo 16.

- Ser regular.
- Tener menos de 20 metros de altura.
- Estar ubicada a más de 10 km de una falla activa.
- Estar ubicada en buen suelo.
- El período aislado no puede resultar mayor a 3 segundos (a menos que sea una edificación irregular realizado en un análisis tiempo-historia) y ser por lo menos tres veces el de la estructura si fuera empotrada.
- Finalmente el sistema de aislación tiene que responder a las características:
 - $K_D > \frac{1}{3} \cdot K_{20\%D}$
 - Es capaz de producir una fuerza de restauración.
 - Tiene propiedades de fuerza – deformación independiente del porcentaje de fuerza y cargas verticales presentes (es el caso de los elastoméricos).
 - No limita el desplazamiento del máximo sismo a $CVM/CVD \cdot D_D$.

Para un análisis dinámico por espectro basta que la estructura esté ubicada en un buen suelo y a más de 10 km de una falla activa y, se cumpla con los cuatro puntos numerados anteriormente. Por el contrario, un análisis tiempo-historia sí se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.

2.2. AISLACIÓN SÍSMICA

2.2.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

La aislación sísmica surgió a raíz de la idea de proporcionar a las edificaciones de un sistema especial el cual les permita permanecer casi inmóviles en caso de algún sismo, asegurando así un mejor desempeño sísmico, y así reducir los daños causados en la edificación.

A pesar de eso hace no más de 38 años es que recién se implementa este sistema, debido al desarrollo de aisladores elastoméricos conformados por láminas de caucho y placas de acero.

El concepto de aislamiento sísmico no es nuevo, kirikov describe varios procedimientos utilizados en la antigüedad por los sumerios, griegos, romanos, bizantinos, etc., para proteger sus estructuras del efecto de los sismos. Algunos de estos se basan en el aumento de la ductilidad en sus construcciones de mampostería de piedra o ladrillo de aquellos tiempos, con la utilización de morteros de arcillas y betún. Los muros de piedra, que muchas veces no llevaban mortero, fijándose las piedras entre sí mediante chapas metálicas selladas con plomo. De esta manera se lograba que las construcciones no se comporten como sólidos completamente rígidos, sino que absorbieran parte de la energía de los sismos.

Los desarrollos modernos han seguido prácticamente las mismas medidas de protección antisísmica que en la antigüedad, aumentándole a estas la experiencia alcanzada con los años en el desarrollo de la ciencia.

Aislación Sísmica En El Mundo

- **NUEVA ZELANDA:** El edificio de Willian Clayton en Wellington (1981), es el primero en el mundo en incluir aisladores sísmicos en la base, seguidamente se construyeron: The Union House en Auckland, con 12 niveles apoyado en un marco de concreto reforzado; y la comisaría de policías de Wellington estructura apoyada en un marco de 10 pisos de concreto reforzado, y el control de los desplazamientos es efectuada por un amortiguados de plomo.
- **ESTADOS UNIDOS:** El primer edificio con aislamiento de base es Foothill Communities Law and Justice Center (1985), con un costo de \$30 millones ubicado en el Condado de Cucamonga San Bernardino del Rancho, ubicado a 97 kilómetros al este de Los Ángeles. Posee cuatro niveles con dos sótanos, su sistema de aislación consto de 98 aisladores de base de varias capas de caucho natural reforzados con las placas de acero. Diseñado para soportar un sismo de 8.3 en la escala de Richter.



Figura 2.2.1.a.- EDIFICIO FOOTHILL COMMUNITIES LAW AND JUSTICE CENTER
(1985)

- **JAPON:** El primer edificio con aislamiento de base fue terminado en 1986. Pero debido a la naturaleza de estos edificios se requería una aprobación especial del ministerio de la construcción, finalmente en 1998 se aprobó la construcción de 550 edificios.

Un buen ejemplo de estas edificaciones es el edificio Tohoku Power Electrica Company en Sendai, provincia de Miyako. Hoy en día es el centro de computadora postal del oeste de Japón, situado en Sanda, prefectura de Kobe. La estructura es de 47.000 m² (500.000 pies²) se apoya en 120 aisladores elastoméricos con un cierto número adicional de amortiguadores de acero y plomo.



Figura 2.2.1.b.-EDIFICIO TOHOKU POWER ELECTRICA COMPANY (1985)

- **CHILE:** A la fecha existen cuatro edificios con aislación sísmica en Santiago, un bloque del conjunto habitacional Comunidad Andalucía, en la calle Lord Cochrane, diseñado y construido entre los años 1991 y 1992 dentro del marco de un estudio de la Universidad de Chile, el centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido durante el año 2000, y los edificios contiguos San Agustín (2002) y Hernán Briones (2003) de la Escuela de Ingeniería en el Campus San Joaquín de la Universidad Católica.

2.2.2. TIPOS DE AISLADORES

En la actualidad se han desarrollado diferentes sistemas de aislación basal, diferenciados entre sí por los materiales que los componen, costos de implementación, así como edificaciones en la cuales deben de ser usados. Entre ellos podemos mencionar: Aislador elastomérico convencional, Aislador de péndulo friccional y Aislador elastomérico con núcleo de plomo (el cual ha sido tomado para el desarrollo de la presente tesis); los cuales son los más usados hoy en día.

Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos son dispositivos formados por un conjunto de láminas planas de goma intercaladas por placas planas de acero adheridas a la goma. Las láminas de goma, pegadas a las láminas de acero, pueden deformarse en un plano horizontal, permitiendo el desplazamiento horizontal de la estructura relativo al suelo. Las placas de acero restringen la expansión lateral (bajo carga vertical) de la goma, y la goma a la vez genera un amortiguamiento ante la acción de fuerzas sísmicas laterales. Lo que se pretende es apoyar a la estructura no directamente sobre el terreno sino sobre aisladores cilíndricos de caucho laminado con intercalaciones metálicas, se logra de esta manera frente a un sismo, desacoplar el movimiento del suelo con respecto al de la estructura, reduciendo la respuesta sísmica. Para el análisis del comportamiento del prototipo se usaran mecanismos de amortiguamiento histérico, estos mecanismos ofrecen la ventaja de tener una gran capacidad de amortiguamiento desde un volumen del

dispositivo relativamente pequeño. El efecto de amortiguamiento varía con la amplitud vibracional. Los efectos de amortiguamiento de los amortiguadores de histéresis dependen del nivel sísmico y de la razón de la fuerza total de los amortiguadores instalados en el edificio al peso total de estructura, son económicos, no se deterioran en largos períodos de tiempo y son altamente confiables.



Figura 2.2.2.a.-AISLADOR ELASTOMÉRICOS CONVENCIONAL

Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR: Low damping Rubber)

Es un tipo de aislador elastomérico también llamado aislador elastomérico de caucho natural. Al principio fueron usado sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando láminas de acero con capas de caucho, así se obtenía una rigidez vertical que era cientos de veces la rigidez horizontal.

El proceso de fabricación de los LRD consiste en intercalar capas de acero y caucho que se colocan en un molde y se les aplica presión a una temperatura de 140°C por aproximadamente seis horas. Durante ese tiempo se produce la reacción del epóxico colocado entre las capas y el caucho se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. La adhesión entre el acero y el caucho debe ser tan resistente que antes que falle el pegamento debería fallar la goma. Al intercalar el

caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad aumenta y le da estabilidad a soportes laterales altos ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad.

En la Figura 3.2.1.a. se muestran los componentes del LRD.

El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 y 10%, lo cual obliga muchas veces a usar sistemas de amortiguadores adicionales. La fuerza cortante y la deformación lateral tienen una relación lineal (Figura 3.2.1.b). Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar.

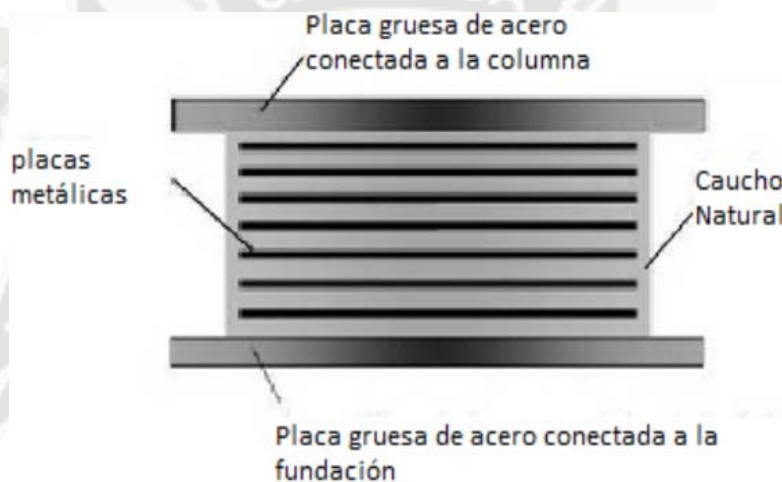


Figura 2.2.2.b.-Componentes aislador LRD

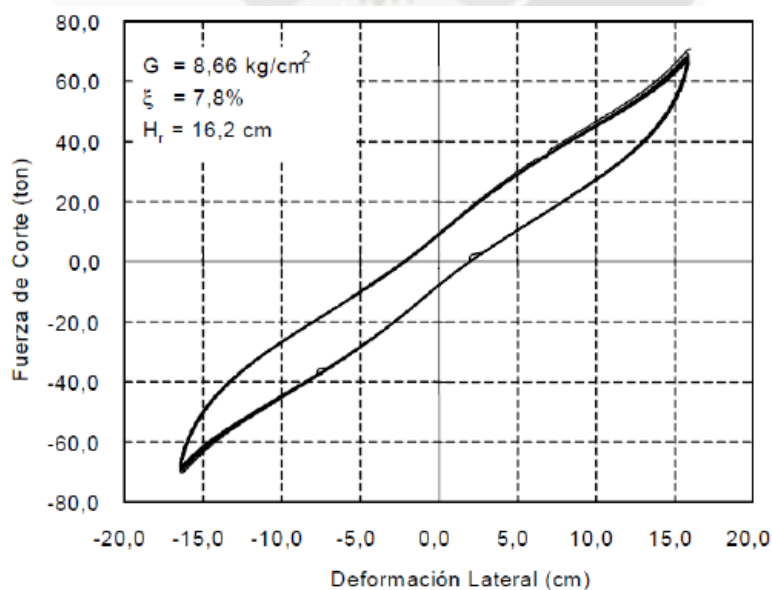


Figura 2.2.2.c.-Grafico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo

Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR: High damping Rubber)

Los HDR, son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10-15%. Este incremento en rigidez y amortiguamiento ha sido dirigido para producir un sistema que será, rígido para pequeñas solicitaciones, casi lineal y flexible para un nivel de diseño y que puede limitar los desplazamientos para niveles de sollicitación mayor.

Los aisladores tipo HDR presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDR, a su vez, los aisladores HDR presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga, es importante notar que al agregarle aditivos al caucho se le modifican algunas propiedades mecánicas como la elongación a la ruptura. Otra desventaja es que este tipo de aisladores se deteriora más rápido que los LDR.

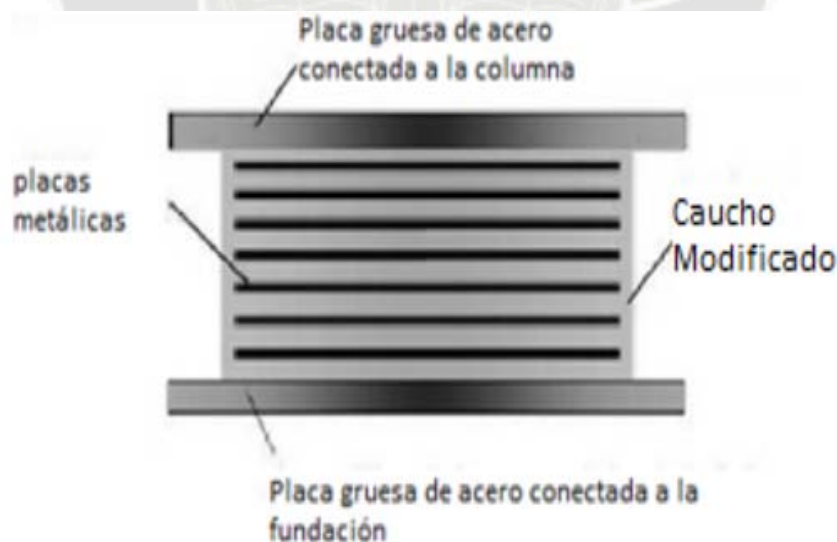


Figura 2.2.2.d.-Componentes aislador LRD

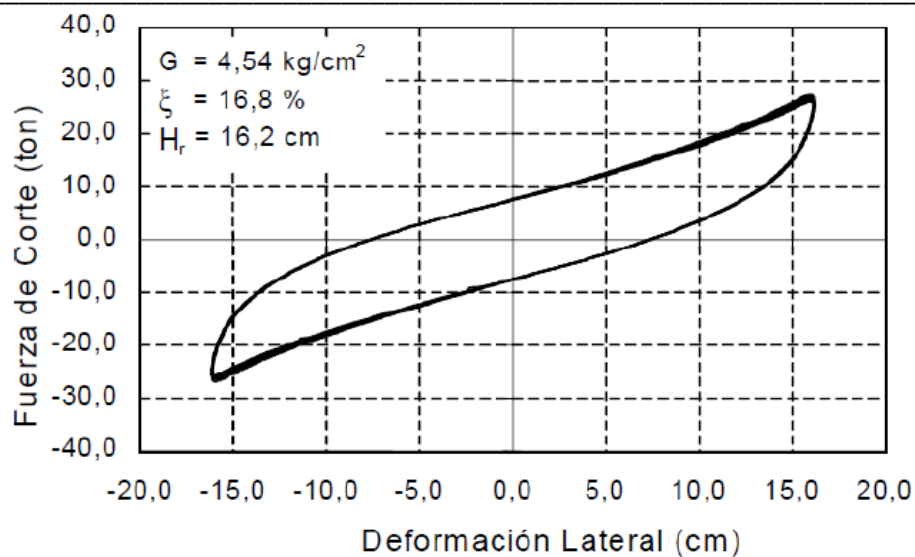


Figura 2.2.2.e-Grafico fuerza de corte vs deformación lateral

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB: Lead Rubber Bearing)

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo se construyen generalmente de caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero y en el centro se deja un agujero en el que se introduce el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, bajo presión y se convierten en una unidad. El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye (a una tensión de 10 MPa) y recristaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga posee una alta rigidez inicial al corte (G cercano a 130 Mpa), un comportamiento elasto-plástico. En la figura 2.2.2.g, se observa un ciclo fuerza-deformación del LRB y se distingue que la rigidez inicial es mucho mayor que la del LRD y en consecuencia, el bucle encierra un área mucho mayor.

Entre las ventajas del LRB podemos encontrar que el amortiguamiento aumenta con respecto al LRD y varía entre el 15% y 35%. Además produce de forma natural un nivel de rigidez inicial importante para las cargas de servicio o de viento.

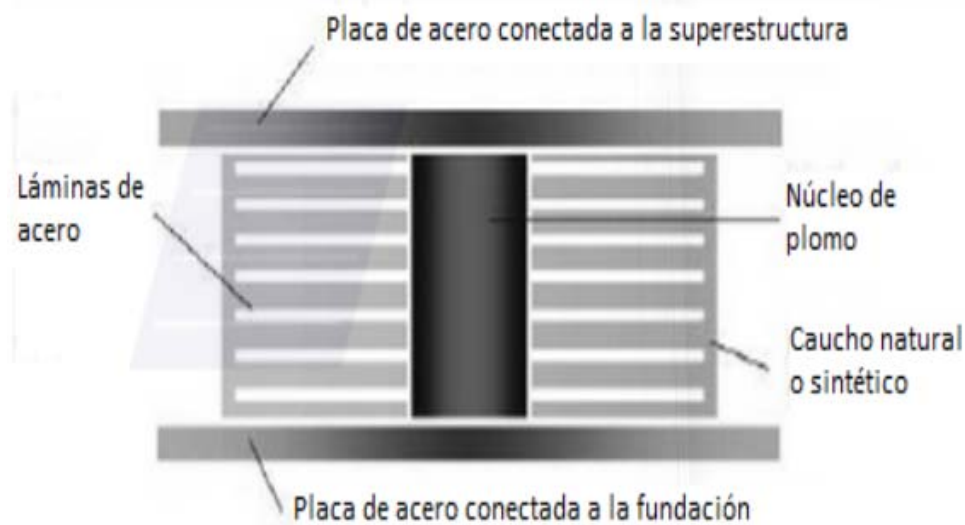


Figura 2.2.2.f.-Componentes aislador LRB

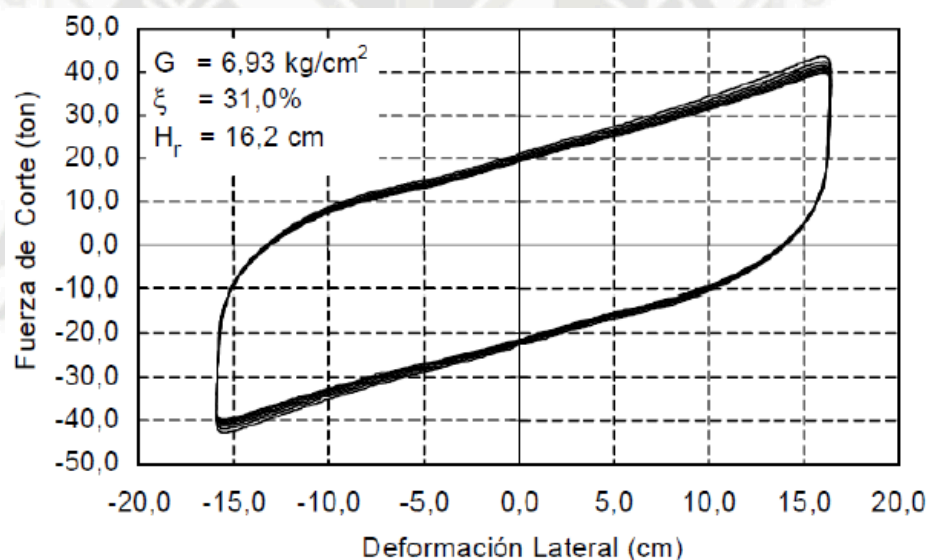


Figura 2.2.2.g.-Grafico fuerza de corte vs deformación lateral

Aislador de péndulo friccional (FPS: Friction Pendulo System)

Son aisladores sísmicos de acero inoxidable que constan de una superficie cóncava, un patín esférico articulado y una platina de cubierta, durante un sismo, el patín articulado se desliza en la superficie cóncava generando en la estructura soportada pequeños movimientos de péndulo, la fuerza de fricción dinámica genera el amortiguamiento necesario para absorber la energía de entrada. En consecuencia, las fuerzas y movimientos laterales transmitidos a la estructura se reducen en gran proporción.

Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento la fuerza vertical tendrá un componente tangencial que impulsará a centrar el sistema.

La forma del deslizador es lenticular esférica, lo cual permite que un área esté en contacto con la superficie cóncava. El deslizador de acero está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia lo que permite trabajar con presiones cercanas a los 500kf/cm².

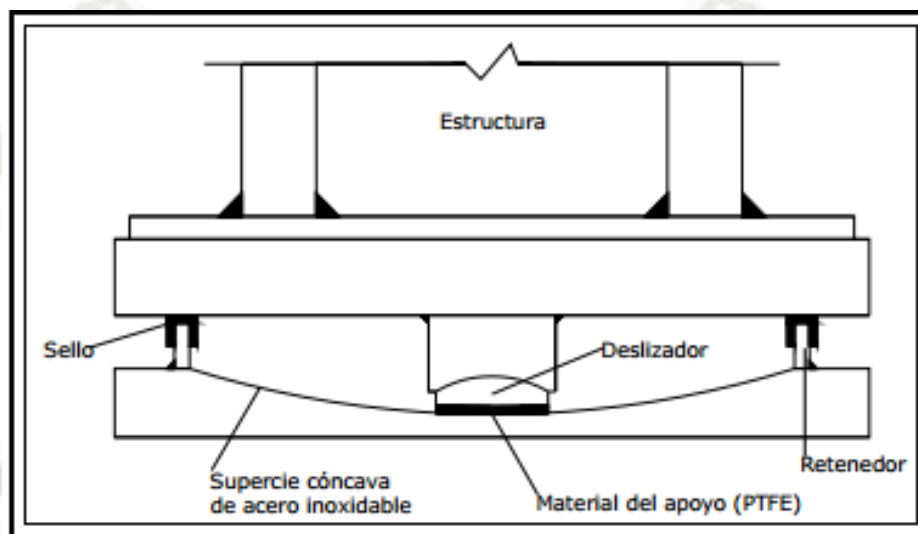


Figura 2.2.2.h.-Componentes aislador de péndulo friccional

2.2.3. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO

Un sistema aislado presenta la gran capacidad de soportar cargas verticales, pero posee poca rigidez lateral, de este modo presenta grandes ciclos de histéresis ante cargas de sismo, generando la reducción de fuerzas internas en los elementos estructurales, así como que el amortiguamiento aumente y que sean más amplios los movimientos vibratorios.

Las fuerzas sísmicas se reducirán debido a que se flexibiliza horizontalmente la estructura. Se puede apreciar con facilidad esta propiedad, pues la inclusión de los aisladores permite modificar el periodo de vibración. En la figura 2.2.3.a. se muestra por qué, cuando la estructura se vuelve más flexible, la aceleración espectral en el edificio disminuye y también las fuerzas sísmicas sobre la estructura.

Otra característica a resaltar en una estructura aislada es que los desplazamientos se incrementan debido a que la base es menos rígida. Es indispensable controlar este parámetro pues excesivos desplazamientos relativos de entrepiso ocasionan daños en elementos estructurales y no estructurales, así, en algunos casos, para optimizar el funcionamiento de los aisladores, se utiliza un sistema conjunto con disipadores. En la misma figura se observa también, que el incremento del amortiguamiento permite limitar este desplazamiento.

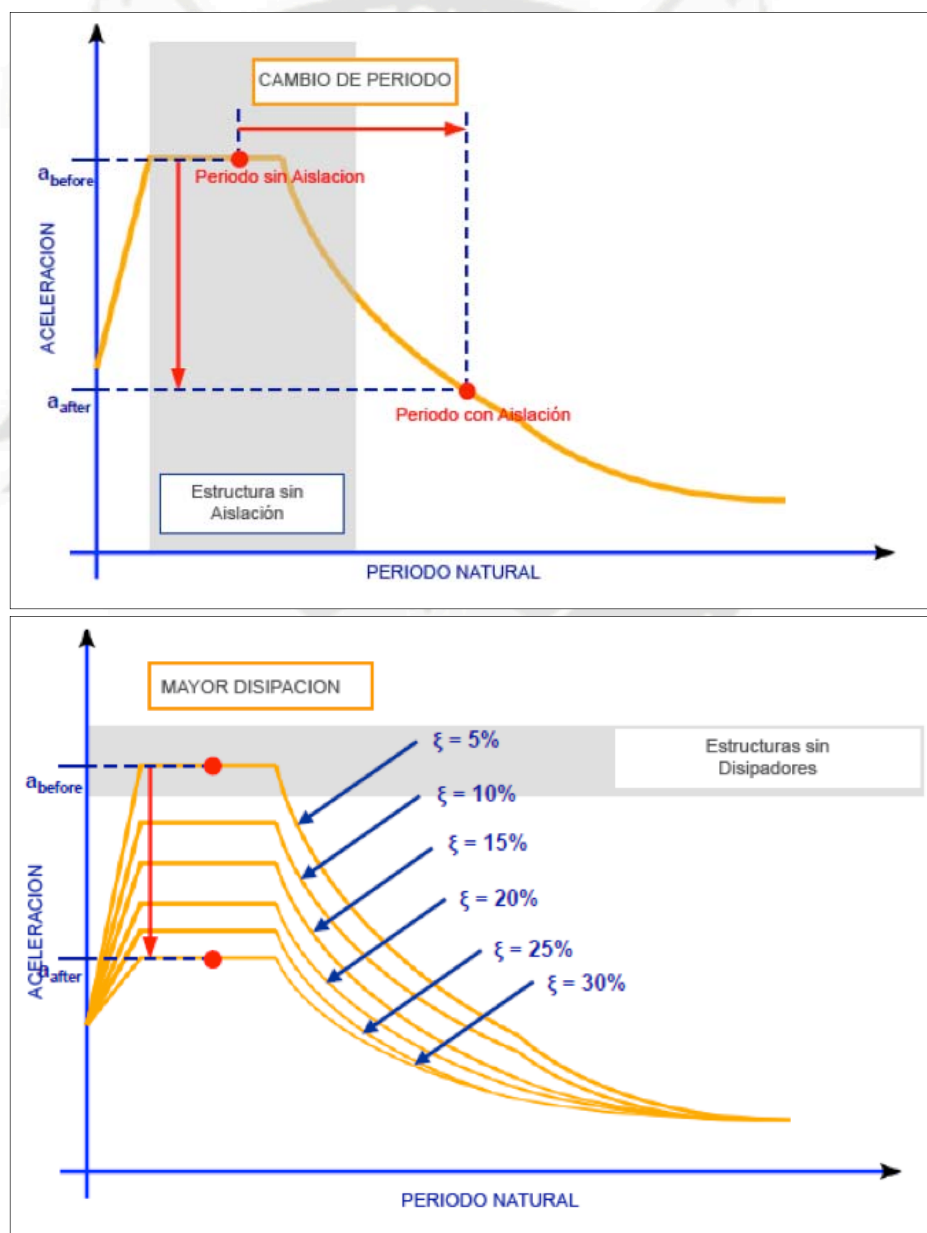


Figura 2.2.3.a. Efecto de la aislación en el comportamiento dinámico

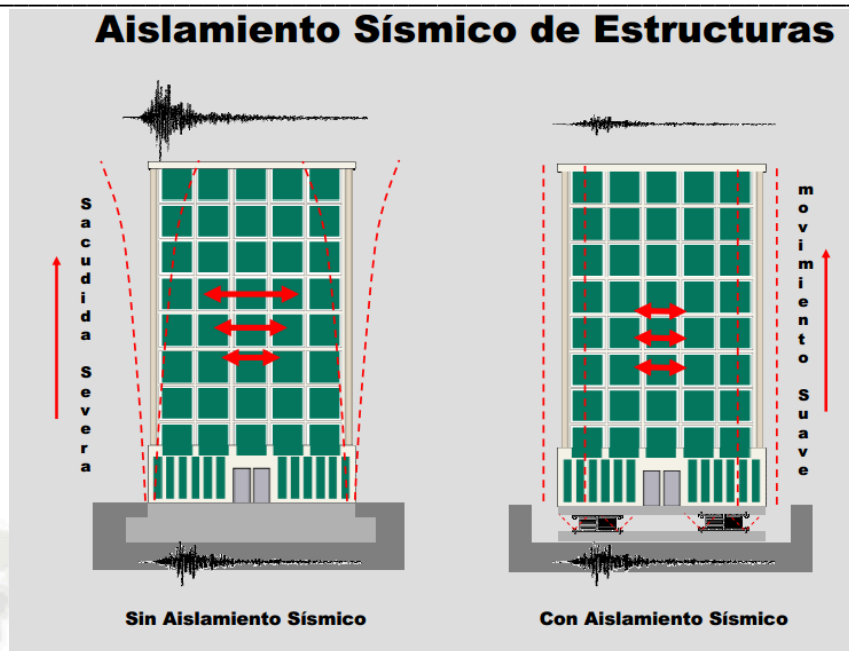


Figura 2.2.3.b. Efecto de la aislación en el comportamiento dinámico

Bajo condiciones favorables, las distorsiones de entrepiso y aceleraciones se reducen hasta un 75%. La reducción de las distorsiones de entrepiso protege tanto a los elementos estructurales como a los elementos no estructurales. Por lo tanto, después de ocurrido el sismo, la estructura es funcional con poco o ningún daño.

Dinámica de estructuras aisladas sísmicamente

A partir del concepto de balance de energía, en un evento sísmico una parte de la energía que recibe la estructura $E_I(t)$ se transforma en movimiento $E_K(t)$, otra parte se almacena como energía de deformación recuperable $E_S(t)$ y el resto de energía se disipa por medio del amortiguamiento en la estructura $E_D(t)$ o se disipa a través de procesos de deterioro progresivo $E_H(t)$. El aislamiento sísmico ayuda a reducir el deterioro estructural debido a que se reduce la energía total de entrada al edificio (E_I).

Para comprender mejor el comportamiento de un sistema aislado es posible hacer una inspección de un sistema representado por dos grados de libertad como el desarrollado en el libro de Kelly (1990). Este análisis implica dos niveles: uno a nivel de la estructura y otro a nivel del sistema de aislación.

La variable m_s representa la masa de la estructura y m_b , la masa del sistema de aislación. En la figura 2.3.c. se presentan las características del modelo utilizado, en donde k_s y k_b representan las rigideces de las masas; y c_s y c_b sus amortiguamientos. Además se tiene las variables u_s , u_b y u_g que representan movimientos absolutos de la estructura, del sistema de aislación y el suelo, respectivamente.

Para este análisis se utiliza la suposición de que todos los elementos trabajan en rango elástico y poseen un amortiguamiento lineal.

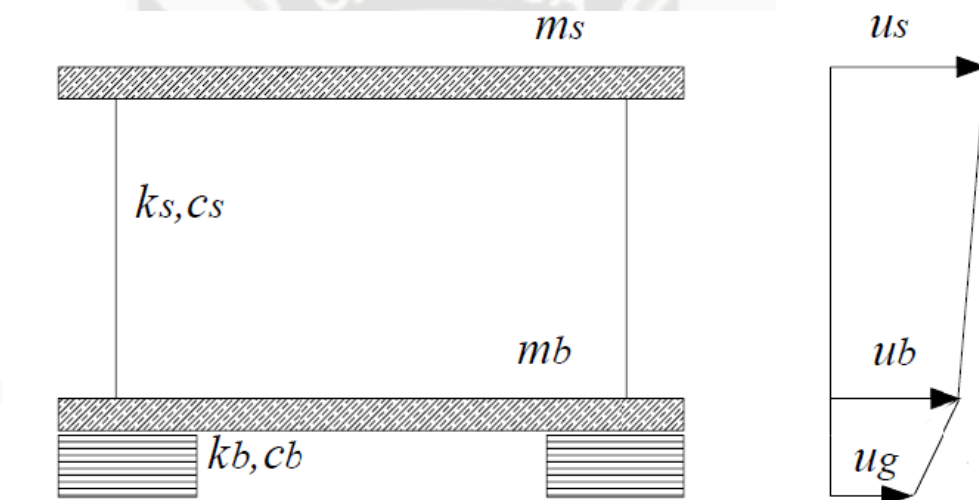


Figura 2.2.3.c.- Modelo de estructura aislada

A continuación se revisarán los procedimientos y consideraciones en el análisis, así como los resultados más importantes obtenidos:

Procedimiento y Consideraciones del Análisis

Al aplicar el equilibrio dinámico de las dos masas se obtienen las siguientes ecuaciones:

Equilibrio dinámico para la estructura:

$$m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = 0 \quad \dots\dots\dots (2.3.1)$$

Equilibrio dinámico para el sistema de aislación:

$$m_s \ddot{u}_s + m_b \ddot{u}_b + c_b (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b (u_b - u_g) = 0 \quad \dots\dots\dots (2.3.2)$$

Al sustituir los desplazamientos relativos por los absolutos mediante las relaciones $V_s = U_s - U_b$ y $V_b = U_b - U_g$ Y al considerar, para la ecuación (2.3.1), que no existe el movimiento relativo entre el suelo y el sistema de aisladores ($V_b=0$); y para la ecuación (2.3.2), que no existe el movimiento relativo entre el sistema de aisladores y la estructura sino que este último se mueve como un sólido rígido ($v_s=0$), se obtienen las ecuaciones que se detallan a continuación:

Cuando no se considera el movimiento relativo entre el suelo y el sistema de aisladores se representa al movimiento de la estructura como si estuviera con base fija:

$$m_s \ddot{V}_s + c_s \dot{V}_s + k_s V_s = -m_s \ddot{U}_g \dots\dots\dots (2.3.3)$$

Cuando no se considera el movimiento relativo entre el sistema de aisladores y la estructura se representa al movimiento del sistema compuesto por la estructura y el sistema de aislamiento:

$$(m_s + m_b) \ddot{V}_b + c_b \dot{V}_b + k_b V_b = -(m_s + m_b) \ddot{U}_g \dots\dots\dots (2.3.4)$$

A partir de estos dos casos se puede estimar órdenes de magnitud de los siguientes parámetros:

- La frecuencia estructural $\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$ es mucho más grande que la frecuencia del sistema aislado cuando la estructura es considerada rígida $\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m_s + m_b}}$, a partir de allí se define la relación $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$ que varía entre 10^{-1} y 10^{-2}
- Los factores de amortiguamiento de la estructura $\xi_s = \frac{C_s}{2m_s \omega_s}$ y el del sistema aislado $\xi_b = \frac{C_b}{2(m_s + m_b) \omega_b}$ son del mismo orden que la magnitud ε .

- La relación de masas $\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b}$ es prácticamente 1.

Las ecuaciones de movimiento (2.3.3 y 2.3.4) pueden ser escritas en forma matricial:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = -[M]\{\ddot{r}\}\ddot{u}_g \dots\dots\dots (2.3.5)$$

$$[M] = \begin{pmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{pmatrix}, [K] = \begin{pmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{pmatrix}, [c] = \begin{pmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{pmatrix}, \{v\} = \begin{pmatrix} v_b \\ v_s \end{pmatrix} \text{ y } \{r\} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

El método de superposición modal es el de definir los desplazamientos relativos en función de respuestas modales $u_1(t)$ y $u_2(t)$ mediante las siguientes relaciones:

$$v_b(t) = u_1(t)A_1^{(1)} + u_2(t)A_1^{(2)} \dots\dots\dots (2.3.6)$$

$$v_s(t) = u_1(t)A_2^{(1)} + u_2(t)A_2^{(2)} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

Con la suposición de que el amortiguamiento de estas respuestas modales son lo suficientemente reducidas para mantener las propiedades ortogonales al plano de análisis en dicha forma de vibración; es decir, en donde se considera sólo una dirección de análisis sin influencia de la otra dirección, se pueden establecer las siguientes ecuaciones de movimiento:

$$\ddot{u}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{u}_1 + \omega_1^2 u_1 = -\alpha_1 \ddot{u}_g \dots\dots\dots (2.3.8)$$

$$\ddot{u}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{u}_2 + \omega_2^2 u_2 = -\alpha_2 \ddot{u}_g \dots\dots\dots (2.3.9)$$

ξ_1 Y ξ_2 son los porcentajes de amortiguamiento modal; y, α_1 y α_2 son los factores de participación modal que se determinan mediante las expresiones:

$$\xi_1 = \frac{C_1}{2\omega_1 M_1} = \frac{\{A^{(1)}\}^T [C] \{A^{(1)}\}}{2\omega_1 \{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} \quad \xi_2 = \frac{C_2}{2\omega_2 M_2} = \frac{\{A^{(2)}\}^T [C] \{A^{(2)}\}}{2\omega_2 \{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} \dots\dots\dots (2.3.10)$$

$$\alpha_1 = \frac{P_1}{M_1} = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} \quad \alpha_2 = \frac{P_2}{M_2} = \frac{-\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} \dots\dots\dots (2.3.11)$$

Donde $\{r\} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$

Resultados obtenidos

Determinación de las frecuencias de vibración (ω_1 y ω_2):

Para determinar las frecuencias naturales de vibración se resuelve la ecuación

$([k] - \omega^2 \cdot [M]) = 0$, de donde se obtienen las frecuencias:

$$\omega_1 = \omega_b \cdot \sqrt{1 - \gamma \varepsilon} \approx \omega_b \quad \omega_2 = \frac{\omega_s}{\sqrt{1 - \gamma}} \sqrt{1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{\omega_s^2}} \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{1 - \gamma}} \dots\dots\dots (2.3.12)$$

La primera frecuencia natural de vibración “ ω_1 ” es el del aislamiento y tiene que definirse como la frecuencia que representa al conjunto estructura y sistema de aislación que se mueven como una única masa debido a que se considera a la estructura rígida.

Así, esta frecuencia de vibración no afecta la flexibilidad de la estructura pues el desplazamiento relativo entre el sistema de aislamiento y la estructura no es significativo. La segunda frecuencia de vibración “ ω_2 ” sí es estructural y se encuentra afectada por la inclusión de la masa en el sistema de aislación.

Determinación de las formas de vibrar ($A^{(1)}$ y $A^{(2)}$):

Para determinar la forma de vibrar $A^{(1)}$, primero se reemplaza el valor de la frecuencia ω_1 en la ecuación $([k] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{A^{(1)}\} = 0$, luego, se normaliza con

$$A_1^{(1)} = 1 \text{ y se obtiene la forma de vibrar: } \{A_1^{(1)}\} = \begin{pmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{pmatrix}$$

Para determinar la forma de vibrar $A^{(2)}$, se reemplaza el valor de la frecuencia ω_2 en la ecuación $\left([k] - \omega^2 \cdot [M]\right) \cdot \{A^{(2)}\} = 0$, se normaliza con $A_2^{(1)} = 1$ y se obtiene la

forma de vibrar: $\{A_1^{(2)}\} = \left[-\frac{1 - (1 - \gamma) \cdot \varepsilon}{\gamma} \right]$

En la figura 2.2.3.d. se muestran las formas de vibrar de los dos grados de libertad analizados: la forma de vibrar $A^{(1)}$ representa a una estructura rígida sobre una base muy flexible de acuerdo con los órdenes de magnitud en donde $\varepsilon \ll 1$. Y la forma de vibrar $A^{(2)}$ en el que se tiene deformación tanto en la estructura como en el sistema de aislación con el desplazamiento en el último piso de la estructura desfasado del desplazamiento del sistema de aislación y además con desplazamientos que tienen el mismo orden de magnitud en donde se cumple que

$$-\left(\frac{1 - (1 - \gamma)\varepsilon}{\gamma}\right) \approx -1$$

En la forma de vibrar $A^{(1)}$ se observa que los desplazamientos relativos de los niveles intermedios del edificio se reducen; de ahí se reconoce el beneficio de este modo de vibración debido al cual existirá menor daño en la estructura por el control en las derivas.

En contraste, el beneficio de la forma de vibrar $A^{(2)}$ es que se generan cortantes menores, dado que al desplazamiento de la estructura se le opone el desplazamiento del sistema de aislación.

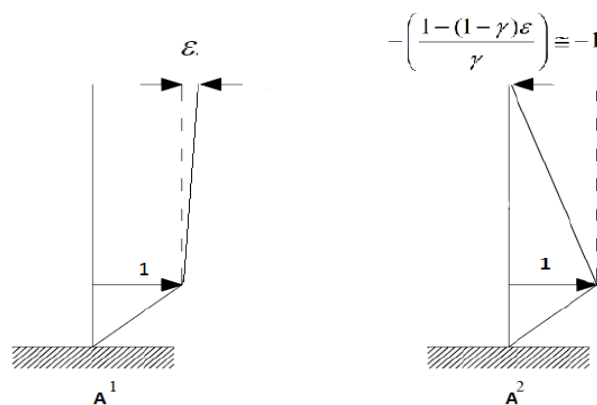


Figura 2.2.3.d. Formas de vibrar

Determinación de los factores de participación modal (α_1 y α_2) y de los porcentajes de masa efectiva (M_1^* y M_2^*):

Para determinar los factores de participación se despejan las expresiones presentadas anteriormente:

$$\alpha_1 = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} = 1 - \gamma \varepsilon \quad \alpha_2 = \frac{-\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} = \gamma \varepsilon \dots\dots\dots (2.3.13)$$

Y luego se calculan los porcentajes de masa efectiva mediante:

$$M_1^* = \alpha_1^2 M_1 = M \quad M_2^* = \alpha_2^2 M_2 = M \frac{(1 - \gamma)(1 - 2\varepsilon(1 - \gamma))}{\gamma} \dots\dots\dots (2.3.14)$$

El segundo factor de participación es aquél que involucra la deformación estructural, se observa que este factor tiene el orden de magnitud de ε , lo que es beneficioso ya que esta deformación es reducida a nivel de la estructura.

Determinación de los porcentajes de amortiguamiento modal (ξ_1 y ξ_2):

Para determinar los porcentajes de amortiguamiento se despejan las expresiones presentadas anteriormente:

$$\xi_1 = \frac{\{A^{(1)}\}^T [C] \{A^{(1)}\}}{2\omega_1 \{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon\right)$$

$$\xi_2 = \frac{\{A^{(2)}\}^T [C] \{A^{(2)}\}}{2\omega_2 \{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} = \frac{\xi_s}{\sqrt{1 - \gamma}} + \frac{\gamma \xi_b \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1 - \gamma}} \quad (3.3.15)$$

Se observa que ξ_1 representa directamente el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento mientras que en ξ_2 se observa que éste contribuye con el amortiguamiento del segundo modo de vibración, que como se recordará es el de la estructura.

Esta característica es importante dado que la ganancia en amortiguamiento al utilizar los aisladores permite que la disipación de energía sea mayor y se experimenten niveles de fuerzas aún más reducidas.

2.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

El diseño convencional de las estructuras en nuestro medio se basa en añadir rigidez y resistencia en las direcciones principales con el fin de dificultar el ingreso a la zona inelástica y controlar desplazamientos excesivos durante los eventos sísmicos; es por ello que comúnmente se utilizan placas adecuadamente distribuidas en toda la planta del edificio. El incremento de resistencia va permitir que la estructura sea capaz de tomar mayores fuerzas y se van a necesitar elementos estructurales capaces de resistir dichas fuerzas.

Un enfoque distinto se le da a las estructuras sísmicamente aisladas pues la transmisión de las fuerzas se reduce sustancialmente y ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran capacidad de resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional. En este caso, el parámetro a controlar es el gran desplazamiento que se da en el sistema de aislación.

Este desplazamiento del sistema de aisladores es la base para el procedimiento de diseño pues los parámetros estructurales como el amortiguamiento equivalente (resultado del incremento que se da en el amortiguamiento estructural por la adición de la del sistema de aislamiento) y el periodo efectivo dependen de esta variable.

En la figura 2.3.a. se muestra cómo influye el desplazamiento del sistema de aislación en los dos parámetros de diseño mencionados. Sin embargo, deberá encontrarse un balance entre la flexibilización de la estructura y la disminución del amortiguamiento equivalente debido al incremento de los desplazamientos en la interfase de aislación.

Entonces, se puede afirmar que el procedimiento será iterativo y el objetivo en el diseño será optimizar el desempeño de la estructura.

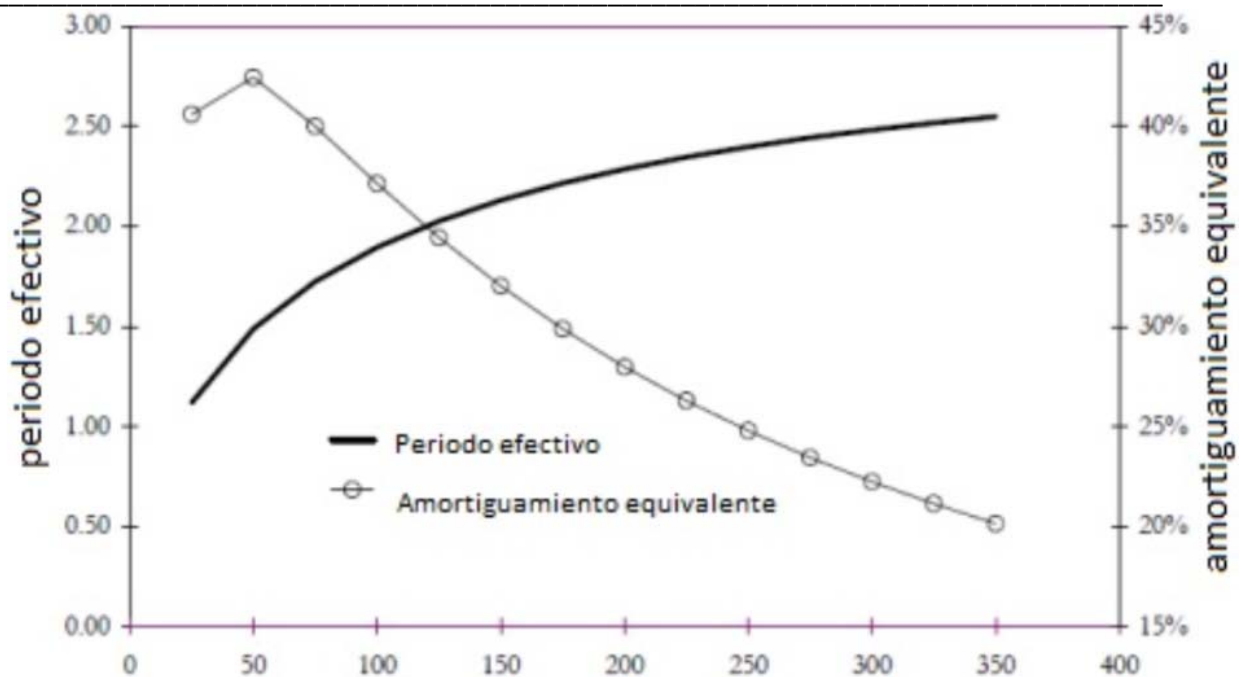


Figura 2.3.a. Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento

Consideraciones generales para el análisis y diseño con aisladores sísmicos

Existen una serie de consideraciones que deberán tomarse en cuenta en el procedimiento de análisis y diseño al utilizar aisladores:

- A nivel del sistema de aislamiento

Capacidad de carga: Parámetro muy importante pues tiene un valor máximo para cada aislador de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas de estos elementos. Por ello, será necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.

Uniformar desplazamientos: La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si es que existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interfase de aislación.

Efectos de torsión: Habrá que evaluar la separación entre el centro de masas y el centro de rigidez del sistema de aislamiento dado que si es que presentasen

efectos de torsión en este nivel, existirá una mayor participación en el movimiento de los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; y de esta forma el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección se ve reducida.

Tracción en los aisladores: Los aisladores poseen una resistencia a tracción que es del orden del 10 – 15% de la de compresión, por eso este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente. Valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse.

Deformaciones verticales: Estas también se deberán tener en cuenta, ya que podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura.

- A nivel de la estructura

Efectos de segundo orden $P-\Delta$: Los desplazamientos en la interfase de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura.

Juntas de separación: El desplazamiento de diseño debe contemplar este parámetro. Puede ser alrededor de 50 cm.

La vida de los aisladores: Como esta tecnología es nueva, no se tiene mucha información real sobre los cambios mecánicos que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro (esto se puede hacer incluso cuando se ubican en la cimentación).

Cimentación: el desplazamiento de los aisladores puede producir momentos $P-\Delta$ elevados que deben ser tomados por la cimentación (o en el caso de aisladores tipo péndulo invertidos, estos son tomados enteramente por la superestructura).

Factor de sitio: se debe conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores - estructura más apropiada.

En edificaciones de poca carga, es posible repartir la carga sobre los aisladores si es que se utiliza un sistema de losas y vigas entre la estructura y el nivel del sistema de aisladores donde las cargas provenientes de la estructura se reparten uniformemente sobre la losa y luego estas se transfieren por medio de las vigas a cada uno de los aisladores, ubicados debajo de cada intersección de la cuadrícula que forman las vigas.

La importancia de este sistema también radica en el hecho de que se uniformizan los desplazamientos. Además, es necesario evaluar en este sistema la separación entre el centro de masa y el de rigidez para evitar que efectos de torsión generen esfuerzos excesivos en los aisladores.

Algunas consideraciones preliminares para el diseño

Los parámetros a considerar en el diseño se pueden incluir en un análisis estático o uno dinámico. El análisis estático es muy restringido pues para su utilización existen muchas condiciones que limitan su aplicación en todas las estructuras; en cambio, el análisis dinámico puede ser realizado en cualquier estructura.

De acuerdo con la norma UBC se recomienda realizar un análisis estático para todo diseño de una estructura aislada ya que de esta forma se obtiene un enfoque preliminar que establece un nivel mínimo de fuerzas y desplazamientos antes de utilizar el análisis dinámico.

CAPITULO III:

3. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS PROPUESTOS

3.1. ESTRUCTURACIÓN

Consiste en definir la ubicación y las características de todos los elementos estructurales, tales como las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento ante solicitaciones de cargas de gravedad y sismo. En la presente tesis, la estructuración la hemos dividido en dos grupos el primero son los elementos de transmisión de cargas de gravedad y el segundo es de los elementos de transmisión de cargas sísmicas.

Así mismo, debe cumplirse con cuatro objetivos principales que son la economía, la estética, la funcionalidad y el objetivo más importante, la seguridad de la estructura. Para que la estructuración cumpla con estos propósitos y lograr una estructura sismo resistente, se deben tratar de conseguir los siguientes criterios

- Simplicidad y simetría.
- Resistencia y ductilidad.
- Hiperestaticidad y continuidad de la estructura.
- Rigidez lateral.
- Existencia de diafragmas rígidos.
- Análisis de la influencia de los elementos no estructurales.

3.1.1. ELEMENTOS DE TRANSMISIÓN DE CARGAS DE GRAVEDAD

En la edificación a diseñar se buscó simplicidad en la estructura ya que nuestro objetivo es analizar a la estructura en dos situaciones: y por ello una estructuración simple nos ayudará a ver con mejor precisión su comportamiento durante un sismo, cumpliendo con lo citado, es que se buscó simetría en la repartición de los elementos, exceptuando lugares en donde la arquitectura no permitía una buena distribución de los mismos.

El objetivo en el diseño de toda edificación es que tenga un comportamiento dúctil y no frágil, para ello se debe de cumplir con condiciones, la que garantizarán la ductilidad de la edificación.

3.1.2. ELEMENTOS DE TRANSMISIÓN DE CARGAS SÍSMICAS

3.1.2.1. EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

En el proceso de concepción estructural del modelo que no incluye la incorporación de aisladores sísmicos, se buscó que los esfuerzos a los que serán sometidos los diferentes elementos estructurales del mismo, cumplan con los parámetros de la Norma Peruana de Concreto Armado (E. 060). Además de esto se quiso dotar de suficiente rigidez lateral, de tal modo que los desplazamientos laterales del edificio, fueran menores que los máximos permitidos por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (E.030).

Para cumplir con el último punto señalado, se combinaron pórticos de columnas y vigas con muros de corte, de tal modo que estos últimos, también añadan rigidez a la edificación y consecuentemente disminuyan los desplazamientos que pudiera tener la estructura.

3.1.2.2. EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

En el modelo con la incorporación de aisladores sísmicos también se buscó principalmente: cumplir con los parámetros establecidos por la Norma de concreto armado (E.060) (excepto por los aisladores los cuales están reglamentados en la UBC) y no sobrepasar los desplazamientos relativos máximos permitidos por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (E.030).

Para cumplir con el último punto señalado, se hará uso de aislación sísmica, mediante este método se podrá demostrar claramente los beneficios que brinda.

3.2. PREDIMENSIONAMIENTO

En el pre- dimensionamiento de las estructuras daremos dimensiones a los diferentes elementos, tomando como base criterios dados, recomendaciones dadas y en lo que dicta la Norma E.060 de Concreto Armado. Luego de esto realizaremos el análisis, verificando de este modo si las dimensiones tomadas eran las adecuadas o no y finalmente pasaremos al diseño.

3.2.1. LOSAS

3.2.1.1. LOSAS ALIGERADAS

Según lo estipulado en la norma peruana E.060, es posible dejar de verificar las deflexiones en las losas aligeradas si se toma como mínimo un peralte $h = L/25$ para determinar el espesor del aligerado, siendo "L" es la mayor longitud de luz libre. Este espesor considera los 5 cm de concreto que se coloca por encima del ladrillo más la altura del mismo.

En el plano arquitectónico podemos ver que casi todos los paños poseen una luz de 4.75m, y si seguimos lo señalado anteriormente, obtendremos un peralte de 0.19 m. No obstante el espesor elegido fue de 0.25m, en el diseño veremos que hubo zonas en que se necesitó ensanches aun teniendo el peralte de 0.25m.

3.2.1.2. LOSAS MACIZAS

En la norma E.060, es posible dejar de verificar las deflexiones en las losas macizas si se toma como mínimo un peralte de $h = L/30$ para determinar el espesor de la losa; siendo "L" es la mayor longitud de luz libre.

Para ambos modelos el techo del sótano fue una losa maciza por dos motivos principales:

Primero: en el modelo convencional y aislado, por la existencia en el perímetro de muros de contención, ya que este sirve como apoyo contra el volteo para estos muros.

Segundo: en el modelo aislado citando el acápite 2.3. (Consideraciones generales para el uso de aisladores), el diafragma que se encuentra por encima de los aisladores debe uniformizar desplazamientos y funcionar como un buen diafragma rígido.

La luz de los paños en este son de igual manera que en los demás niveles de 4.75 m, aplicando lo ya señalado anteriormente obtenemos 0.15 m.

Pero siendo estas losas apoyo contra el volteo de los MC y parte esencial en el desempeño de los aisladores es que se decidió colocar un espesor de 0.25m

3.2.2. VIGAS

En el pre dimensionamiento de las vigas generalmente se considera un peralte del orden de $L/10$ ó $L/12$, en donde L es la mayor luz libre, además la base de la viga puede variar entre 0.30 - 0.50 del peralte, esto sin llegar a ser menor de 25 cm para el caso de vigas que forman pórticos o elementos sismos resistentes según lo estipulado en la Norma Peruana. Para nuestro edificio:

En el sentido X:

$L=4.75\text{m}$, entonces obtenemos un peralte 0.475 m, por lo tanto nuestra viga en dirección X tendrá un peralte de 0.50 m.

En el sentido Y:

$L=7.80\text{m}$, entonces obtenemos un peralte 0.71 m, por lo tanto nuestra viga en dirección Y tendrá un peralte de 0.70 m.

Y finalmente en ambos casos se elige como base una dimensión de 0.40 m para todas las vigas.

3.2.3. COLUMNAS

En el predimensionamiento de columnas debemos considerar que estas son elementos sometidos a flexo-compresión. En una columna podrían darse dos casos: si esta soporta un momento muy grande, debemos buscar que tenga un mayor peralte; pero si esta soportará una gran carga y poco momento, se buscará una sección suficiente y no interesará el peralte.

Las columnas se pueden predimensionar con el siguiente criterio basado en las cargas estáticas: $\text{Área} = \text{Carga Axial} / 100$, donde:

Área: Área de columna predimensionada (cm^2).

Carga Axial: Las cargas axiales en la base de las columnas de esta estructura están en el rango de 300 a 400 Tnf, lo que nos arroja un área promedio de 4000cm^2 . Los peraltes a utilizar serán los necesarios para portar rigidez lateral al edificio.

Finalmente se decidió dotar a la estructura de columnas con sección transversal de 50cmx80cm

3.2.4. PLACAS

Debido a que las dimensiones finales de la placa solo se obtienen luego de realizar el análisis sísmico, se procederá a realizar un pre-dimensionamiento inicial considerando 0.25m de espesor

Para los muros de contención por estar estos expuesto al terreno y recibir algo de carga proveniente del techo del sótano, además de las presiones de tierra, se vió por conveniente colocar un espesor de 0.30m

3.3. CÁLCULO ESTRUCTURAL

En el presente ítem empezaremos por realizar el metrado de cargas de la edificación según el pre dimensionamiento ya realizado, se consideraran cargas muertas al peso de los elementos que la conforman como son las vigas, columnas, losas, tabiques y acabados; y como cargas vivas, a las producidas por el peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y demás elementos móviles soportados por la edificación.

Por cuestiones que se trata de un mismo edificio para la comparación de ambos modelos propuestos es que presentamos primeramente la configuración estructural del edificio ya que a partir de esta configuración se parten consideraciones que hay que tener en cuenta tanto para una estructura regular o irregular. Además se realizará el metrado de cargas seguido del análisis sísmico para cada modelo, los mismos que servirán para diseñar los elementos estructurales (aplicando las combinaciones de diseño), esto con el fin de tener una mejor visualización de la comparación y evitar posibles confusiones.

- Configuración Estructural del Edificio:

Debemos definir si nuestra edificación califica como Regular o Irregular, para ello existen ciertas consideraciones a tomar en cuenta en la configuración estructural del edificio. Dichas consideraciones nos permiten evaluar la irregularidad tanto en altura como en planta de la edificación.

Entre las posibles irregularidades en altura se tienen:

- ✓ **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** la edificación no presenta esta irregularidad, ya que las áreas de las placas y columnas en cada dirección son las mismas en todos los pisos.
- ✓ **Irregularidad de Masa:** La edificación al tener las plantas similares, sus masas son aproximadamente iguales; en el caso de la azotea no se aplica esta consideración, por lo tanto no se presenta esta irregularidad.
- ✓ **Irregularidad Geométrica Vertical:** Ya que las dimensiones totales en planta son iguales en todos los niveles y en ambas direcciones del edificio, no existe esta irregularidad.
- ✓ **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:** no se presenta esta discontinuidad, ya que los elementos verticales se encuentra en la misma ubicación en todos los pisos.

Las irregularidades en planta a presentarse pueden ser:

- ✓ **Irregularidad Torsional:** Para que una estructura sea considerada irregular por torsión, se debe cumplir en las dos direcciones de análisis que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo piso. Y en los casos en que los desplazamientos promedio sean menores al 50% del máximo permisible, no será necesario realizar la verificación por torsión. En este proyecto se observa que el desplazamiento relativo promedio es menor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto la estructura califica como regular.
- ✓ **Esquinas Entrantes:** El edificio no presenta esquinas entrantes en ambas direcciones. Por lo tanto no es irregular.
- ✓ **Discontinuidad del Diafragma:** Este edificio, no presenta este tipo de irregularidad.

Luego de analizar las diferentes irregularidades, se concluye que la estructura califica como una **ESTRUCTURA REGULAR** en ambas direcciones y se tendrá que considerar los lineamientos presentes en la Norma E.030 para edificios regulares.

3.3.1. EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

3.3.1.1. METRADO DE CARGAS

Como fue citado anteriormente para este ítem se calcularán las cargas verticales con las que se encuentra sometida la estructura del edificio:

Carga muerta: Peso de las losas, vigas, columnas, placas, tabiquerías y acabados

Carga viva: Peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y demás elementos móviles.

Pesos específicos de los materiales

Concreto armado = 2400 Kg/m³.

Albañilería (ladrillo sólido) = 1350 Kg/m³.

Pesos por unidad de área o longitud

Aligerados (h=0.25) = 350 Kg/m².

Acabados de losa = 100 Kg/m².

Sobrecargas

Azoteas = 100 Kg/m²

Oficina = 250 Kg/m².

Ejemplo de metrado de la columna central C-1, ubicada entre los ejes 4-C

AZOTEA

Carga muerta

Peso propio de la columna = $0.32 \text{ m}^2 \times 3.62 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 2.78 \text{ Ton.}$

Vigas (X) = $0.40 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 4.75 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 2.28 \text{ Ton.}$

Vigas (Y) = $0.40 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 7.38 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 5.31 \text{ Ton.}$

Aligerado (h=25 cm) = $36.96 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ Tn/m}^2 = 12.93 \text{ Ton.}$

Piso terminado = $42.13 \text{ m}^2 \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 = 4.21 \text{ Ton.}$

CM = 27.51 Ton.

Carga Viva

Sobrecargas = $42.13 \text{ m}^2 \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 = 4.21 \text{ Ton.}$

CV = 4.21 Ton.

PISO 6, 5, 4, 3

Carga Muerta

Peso propio de la columna = $0.32 \text{ m}^2 \times 3.62 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 2.78 \text{ Ton.}$
Vigas (X) = $0.40 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 4.75 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 2.28 \text{ Ton.}$
Vigas (Y) = $0.40 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 7.38 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 5.31 \text{ Ton.}$
Aligerado (h=25 cm) = $36.96 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ Tn/m}^2 = 12.93 \text{ Ton.}$
Piso terminado = $38.86 \text{ m}^2 \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 = 3.89 \text{ Ton.}$
CM = 27.19 Ton.

Carga Viva

Sobrecargas = $38.86 \text{ m}^2 \times 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 9.71 \text{ Ton.}$
CV = 9.71 Ton.

PISO 2

Carga Muerta

Peso propio de la columna = $0.32 \text{ m}^2 \times 3.96 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 3.04 \text{ Ton.}$
Vigas (X) = $0.40 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 4.75 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 2.28 \text{ Ton.}$
Vigas (Y) = $0.40 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 7.38 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 5.31 \text{ Ton.}$
Aligerado (h=25 cm) = $36.96 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ Tn/m}^2 = 12.93 \text{ Ton.}$
Piso terminado = $38.86 \text{ m}^2 \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 = 3.89 \text{ Ton.}$
CM = 27.45 Ton.

Carga Viva

Sobrecargas = $38.86 \text{ m}^2 \times 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 9.71 \text{ Ton.}$
CV = 9.71 Ton.

PISO 1

Carga Muerta

Peso propio de la columna = $0.32 \text{ m}^2 \times 3.96 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 3.04 \text{ Ton.}$
Vigas (X) = $0.40 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 4.75 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 2.28 \text{ Ton.}$
Vigas (Y) = $0.40 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 7.38 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 5.31 \text{ Ton.}$
Aligerado (h=25 cm) = $33.04 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ Tn/m}^2 = 11.57 \text{ Ton.}$

Piso terminado = $37.90 \text{ m}^2 \times 0.10 = 3.79 \text{ Ton.}$

CM = 25.99 Ton.

Carga Viva

Sobrecargas = $37.90 \text{ m}^2 \times 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 9.47 \text{ Ton.}$

CV = 9.47 Ton.

SOTANO

Carga Muerta

Peso propio de la columna = $0.32 \text{ m}^2 \times 4.82 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 3.70 \text{ Ton.}$

Vigas (X) = $0.40 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 4.75 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 2.28 \text{ Ton.}$

Vigas (Y) = $0.40 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 7.38 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 5.31 \text{ Ton.}$

Aligerado (h=25 cm) = $36.96 \text{ m}^2 \times 0.25 \text{ m} \times 2.40 \text{ Tn/m}^3 = 22.17 \text{ Ton.}$

Piso terminado = $38.86 \text{ m}^2 \times 0.10 \text{ Tn/m}^2 = 3.89 \text{ Ton.}$

CM = 37.35 Ton.

Carga Viva

Sobrecargas = $38.86 \text{ m}^2 \times 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 9.71 \text{ Ton.}$

CV = 9.71 Ton.

Resumen de cargas por pisos

CM+0.25*CV

NIVEL	CM (Tnf)	CV (Tnf)	W (Tnf)
SETIMO NIVEL	230.90	25.30	237.2202
SEXTO NIVEL	254.65	53.16	267.9352
QUINTO NIVEL	254.65	53.16	267.9352
CUARTO NIVEL	254.65	53.16	267.9352
TERCER NIVEL	254.65	53.16	267.9352
SEGUNDO NIVEL	264.10	53.16	277.3916
PRIMER NIVEL	254.42	50.38	267.0166
SÓTANO	617.16	78.33	636.7396
SUMATORIA	2385.16	419.81	2490.1088

Tabla 3.3.1.2.a. Peso total de la edificación convencional (metrado manual)

3.3.1.2. CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA CARGAS SÍSMICAS SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

Siendo el Perú un país el cual se ve frecuentemente afectado por los efectos que causan los sismos, se da la necesidad de la construcción de edificaciones las cuales puedan hacer frente a las solicitaciones sísmicas.

Mediante la realización de un análisis sísmico podremos saber cuál será el comportamiento de la estructura en un evento sísmico, permitiéndonos conocer los desplazamientos laterales de la edificación, así como los esfuerzos producidos debido a las fuerzas horizontales que actúan en la estructura.

ANÁLISIS SÍSMICO

A continuación presentaremos los parámetros necesarios en el análisis sísmico.

- **Factor de Zona (Z):**

Nuestra edificación está ubicada en la ciudad de Arequipa, por lo cual pertenece a la zona de clasificación 3, y debido a su alto índice de sismicidad el factor de zona correspondiente es 0.4g

- **Condiciones Geotécnicas:**

Los cimientos de la edificación tendrán las siguientes características:

Tipo de suelo: S2 (Suelos intermedios)

Factor de amplificación del suelo (S): 1.2

Periodo del suelo (T_p): 0.6 seg.

- **Factor de Amplificación Sísmica (C):**

El cálculo de este factor para cada dirección de análisis se realiza de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

Donde:

$$T = \frac{hn}{C_T}$$

hn: Es la altura de la edificación → Hn = 30.15 m

CT: Para edificación con pórticos → CT = 35

Entonces: T=0.86s.

En contraste el periodo que nos brinda el programa ETABS:

Para la dirección en X Tx=0.75s.

Para la dirección en Y Ty=0.67s

Por lo tanto

- Cx=2.00
- Cy=2.24

- **Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U):**

De acuerdo a la categoría se le asigna un factor de uso. En nuestro caso la edificación está destinada a ser de uso de oficinas y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia, mas no acarrearía peligros adicionales de incendios; por tanto será de Categoría C, edificaciones comunes, y tendrá un factor de uso igual a 1.0.

- **Peso de la edificación:**

A pesar que se hizo un metrado manual finalmente el peso de la edificación lo tomamos del programa ETABS, siempre haciendo una comparación entre el metrado manual y el peso obtenido del programa (estos valores deben ser aproximados)

El peso de la edificación fue, P=2507.18 Tnf., realizando una comparación con el peso obtenido manualmente, observamos que los valores son muy aproximados. En adelante se considerará el peso obtenido con el programa ETABS.

Piso	Diafragma	Masa (Tn)	Peso (Tnf)
Piso 7	D8	24.3907	239.272767
Piso 6	D7	29.8311	292.643091
Piso 5	D6	29.8311	292.643091
Piso 4	D5	30.6375	300.553875
Piso 3	D4	30.6375	300.553875
Piso 2	D3	29.8908	293.228748
Piso 1	D2	28.936	283.86216
Sótano	D1	51.4197	504.427257
		suma=	2507.18486

Tabla 3.3.1.2.b. Peso total de la edificación convencional ETABS

- **Sistema estructural y Coeficiente de reducción Sísmica (R):**

La edificación presenta un sistema estructural dual, ya que las fuerzas horizontales serán resistidas por una combinación de pórticos y placas de concreto armado. Por lo tanto: $R=7$.

- **Excentricidad Accidental:**

Como actualmente desconocemos la ubicación de los centros de masa, y debido a que tenemos que aplicar fuerzas horizontales en cada nivel, según la Norma E.030 indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

En nuestra edificación la dimensión de la dirección X es 15.85 m y en la dirección Y es 16.63 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

Dirección X: $e_x = 0.05 \cdot 15.85 = 0.79\text{m}$

Dirección Y: $e_y = 0.05 \cdot 16.63 = 0.83\text{m}$

- **Modelo Estructural:**

El modelo estructural fue realizado con el programa ETABS, el cual nos permitió idealizar los pórticos de la estructura de manera conjunta, gracias a los diafragmas rígidos en cada nivel que permiten compatibilizar los desplazamientos. Se realizó un análisis con 3 grados de libertad, 2 de traslación y 1 de giro.

En la figura 3.3.1.2.a se muestra el modelo estructural del edificio proporcionado por el programa ETABS

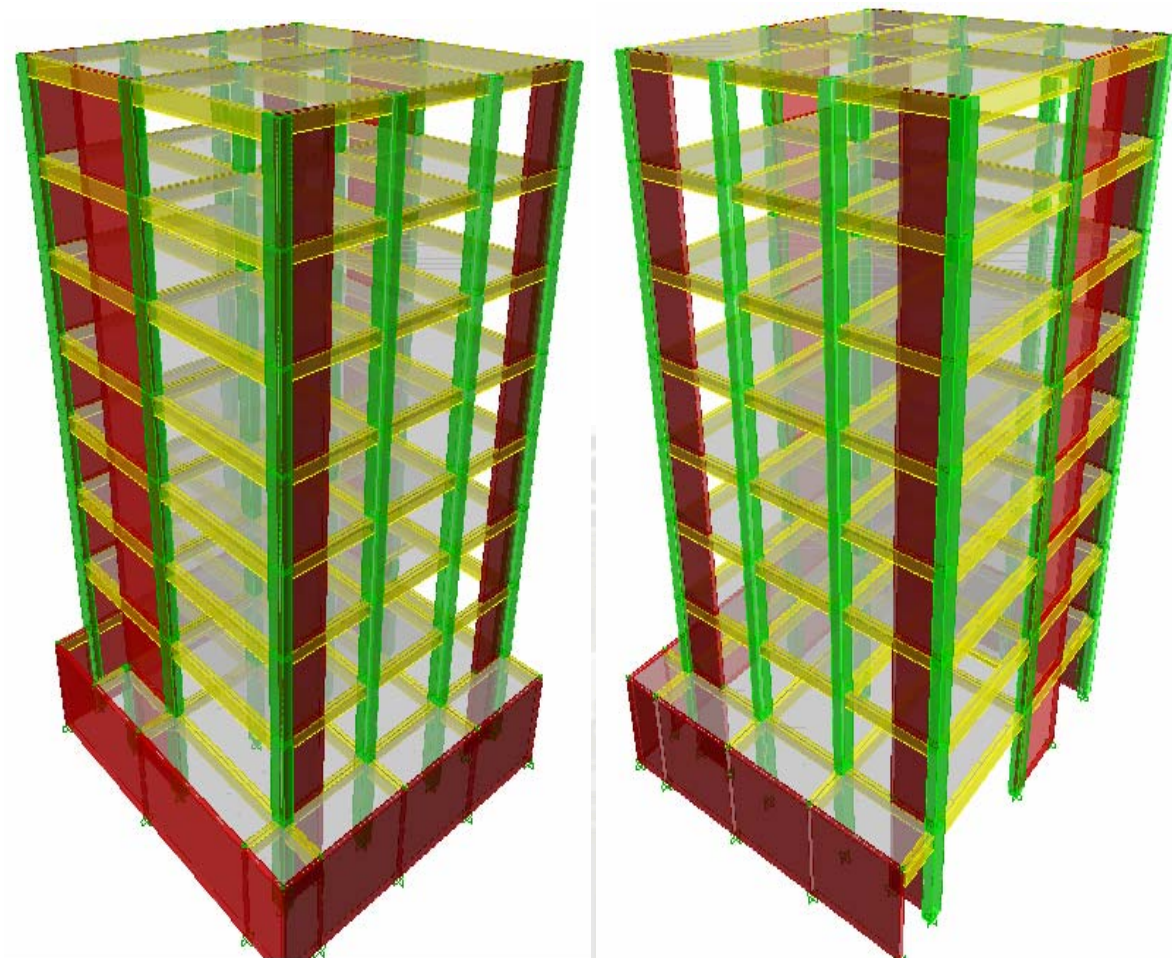


Figura 3.3.1.2.a. Modelo estructural de la edificación programa ETABS

ANÁLISIS ESTATICO

Obtendremos la fuerza cortante total en la base de la estructura, con la siguiente expresión según la norma E.030:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad C / R \geq 0.125$$

Donde los parámetros de Z, U, S, C y R para cada dirección ya fueron establecidos anteriormente y los resumimos a continuación

Z	0.4
U	1
Cx	2
Cy	2.24
S	1.2
Rx	7
Ry	7
P	2507.18 tnf

Es así que obtenemos:

DIRECCION	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (V)		C/R
	% DEL PESO TOTAL	V(Tn)	
X	13.71	343.84	$0.29 \geq 0.125$
Y	15.35	384.90	$0.32 \geq 0.125$

ANÁLISIS DINÁMICO

En el análisis dinámico el espectro de aceleraciones queda definido en cada dirección horizontal como:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g$$

Donde todos los factores ya fueron definidos y la siguiente tabulación presenta distintas aceleraciones para distintos periodos.

T	C=2.5*(Tp/T)2.5		Sa m/s ²
0.00	2.50	2.50	1.68
0.10	15.00	2.50	1.68
0.20	7.50	2.50	1.68
0.30	5.00	2.50	1.68
0.40	3.75	2.50	1.68
0.50	3.00	2.50	1.68
0.60	2.50	2.50	1.68
0.70	2.14	2.14	1.44
0.80	1.88	1.88	1.26
0.90	1.67	1.67	1.12
1.00	1.50	1.50	1.01
1.50	1.00	1.00	0.67
2.00	0.75	0.75	0.50
2.50	0.60	0.60	0.40
3.00	0.50	0.50	0.34
3.50	0.43	0.43	0.29
4.00	0.38	0.38	0.25
4.50	0.33	0.33	0.22
5.00	0.30	0.30	0.20

Tabla 3.3.1.2.a. Valores Espectro aceleraciones Edificación Convencional

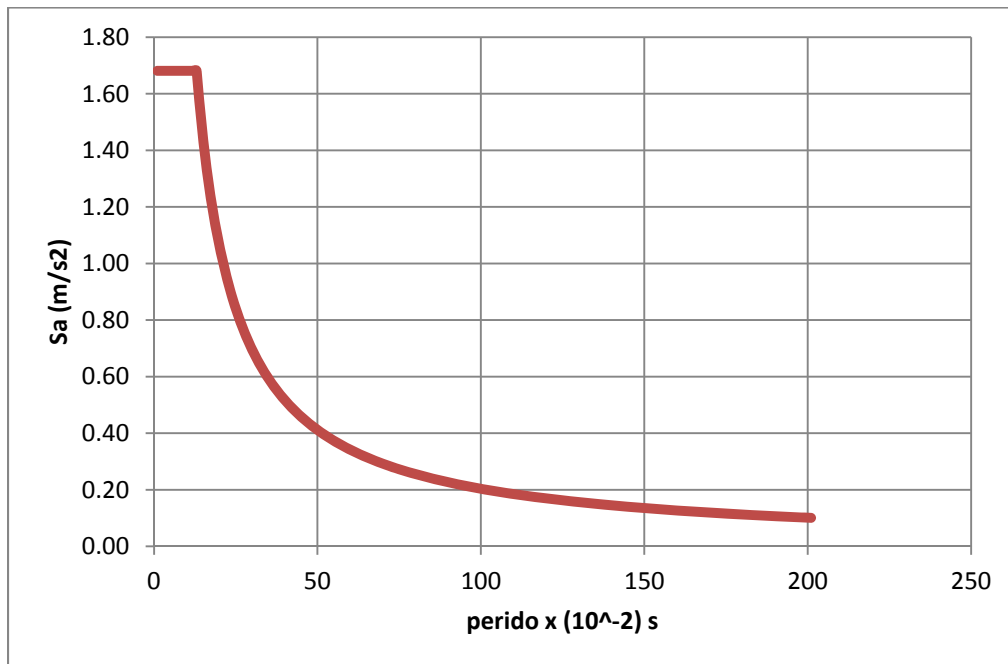


Figura 3.3.1.2.a. Espectro de aceleraciones Edificación Convencional

Comparación V estático vs V dinámico

Para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante mínima en la base obtenida del análisis dinámico no debe ser menor que el 80% de la fuerza cortante obtenida por el análisis estático si la estructura es regular, y el 90% si es irregular. Si no se cumpliese lo anterior, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

SOLICITACION	V dinámico	V estático	Condición	Vmín. (80%)
SISMO X-X	274.55 Tnf	343.84 Tnf	REGULAR	275.07 Tnf
SISMO Y-Y	398.61 Tnf	384.90 Tnf	REGULAR	307.92 Tnf

Como podemos ver en el eje x no se cumple la condición dada, pero dado que el factor resulta apenas 1.002% se toma como despreciable.

3.3.1.3. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

✓ PERIODOS RESULTANTES

Debido a que el análisis se realiza con 3 grados de libertad por nivel y nuestro edificio posee 7 niveles, el número total de modos obtenidos será de 21. A continuación se muestran los valores de períodos y porcentajes de masas efectivas resultantes del análisis para ambas direcciones:

MODO	PERIODO	X	Y
1	0.75	75.91	0.08
2	0.67	0.08	75.79
3	0.52	0.07	0.04
4	0.19	14.25	0.01
5	0.16	0.01	15.67
6	0.13	0.00	0.00
7	0.08	5.14	0.00
8	0.07	0.00	4.97
9	0.05	0.00	0.00
10	0.05	2.59	0.00
11	0.04	0.00	2.15
12	0.03	0.01	0.00
13	0.03	1.32	0.00
14	0.03	0.00	0.86
15	0.03	0.00	0.04
16	0.02	0.51	0.00
17	0.02	0.00	0.27
18	0.02	0.00	0.04
19	0.02	0.10	0.00
20	0.02	0.01	0.04
21	0.02	0.00	0.01

Tabla 3.3.1.2.a. Modos de vibración obtenido del programa ETABS

Según la Norma E.030 en cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya masa participativa sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Sabiendo esto del cuadro anterior:

- Los modos significativos en la dirección X son los modos 1, 4 Y 7; cuya suma de porcentaje de masa efectiva es 95.30%.
- Los modos significativos en la dirección Y son los modos 2, 5 Y 8; cuya suma de porcentaje de masa efectiva es 96.43%

En cuanto al período fundamental de la estructura:

- En la dirección X queda definido por el modo 1 con 0.75 seg
- En la dirección Y por el modo 2, con un periodo de 0.67 seg
- Con estos periodos se evaluará la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

✓ **CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS**

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base. Especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

✓ **CONTROL DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO**

La norma E.030 establece límites para el desplazamiento lateral según el tipo de estructura, dado que el edificio será de concreto armado, el límite es 0.7% de la altura del entrepiso.

	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN X			Deriva	Deriva*0.75*R	
	Desplaz.(cm)	Des. Entrepiso	Altura(cm)			
piso 7	2.990	0.400	362.0	0.00110	0.00580	cumple
piso 6	2.590	0.400	362.0	0.00110	0.00580	cumple
piso 5	2.190	0.470	362.0	0.00130	0.00682	cumple
piso 4	1.720	0.480	362.0	0.00133	0.00696	cumple
piso 3	1.240	0.480	362.0	0.00133	0.00696	cumple
piso 2	0.760	0.470	396.0	0.00119	0.00623	cumple
piso 1	0.290	0.290	396.0	0.00073	0.00384	cumple
sótano	0.000	0.000	366.5	0.00000	0.00000	cumple

Tabla 3.3.1.2.b. Deriva de entrepisos para el eje X

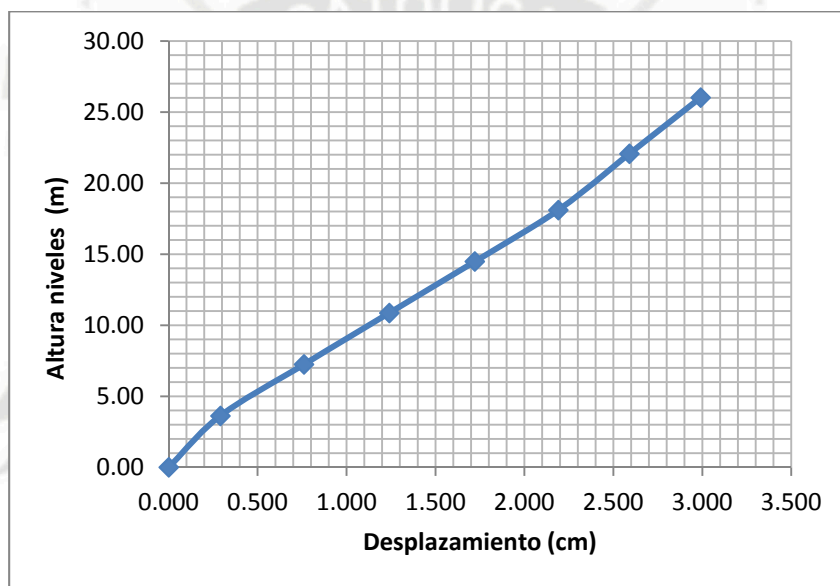


Figura 3.3.1.2.a. Desplazamientos para el eje X (modelo convencional)

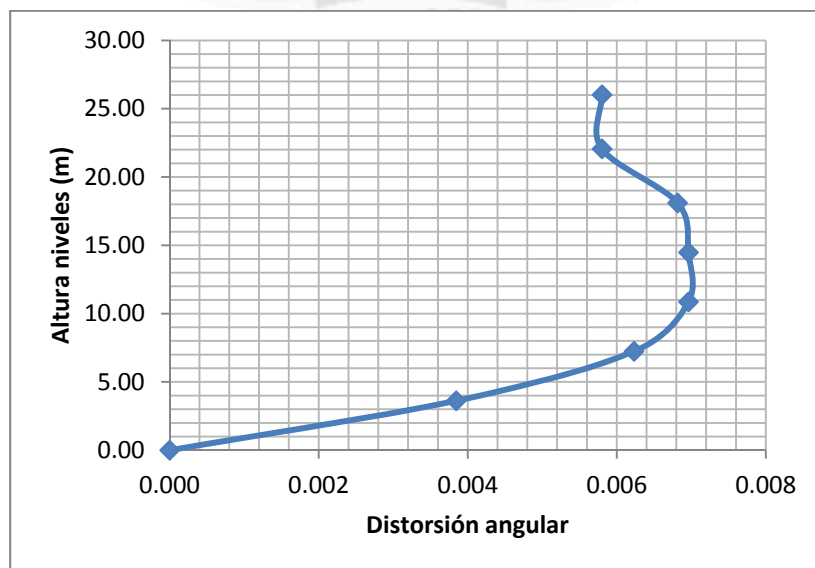


Figura 3.3.1.2.b. Distorsión Angular para el eje X (modelo convencional)

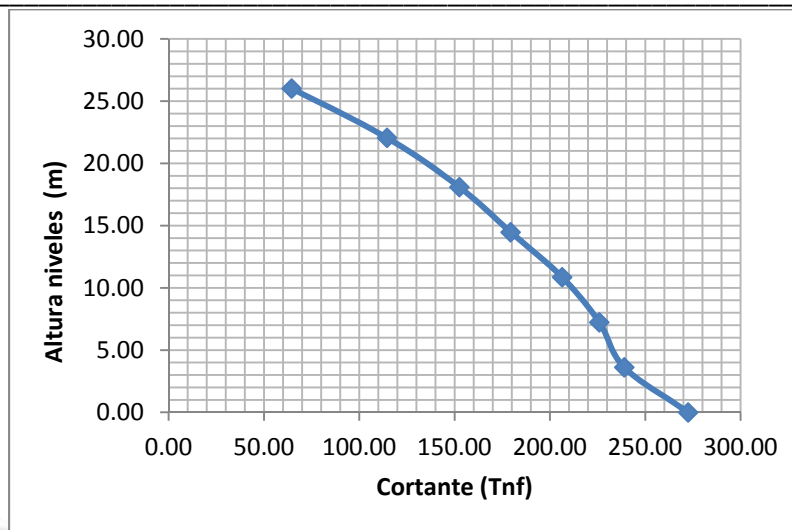


Figura 3.3.1.2.c. Fuerza cortante para el Eje X (modelo convencional)

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN Y						
	Desplaz.(cm)	Des. Entrepiso	Altura(cm)	Deriva	Deriva*0.75*R	
piso 7	2.670	0.004	362.0	0.00105	0.00551	cumple
piso 6	2.290	0.004	362.0	0.00110	0.00580	cumple
piso 5	1.890	0.004	362.0	0.00116	0.00609	cumple
piso 4	1.470	0.004	362.0	0.00119	0.00624	cumple
piso 3	1.040	0.004	362.0	0.00113	0.00595	cumple
piso 2	0.630	0.004	396.0	0.00096	0.00504	cumple
piso 1	0.250	0.003	396.0	0.00063	0.00331	cumple
sótano	0.000	0.000	366.5	0.00000	0.00000	cumple

Tabla 3.3.1.2.b. Deriva de entrepisos para el eje Y

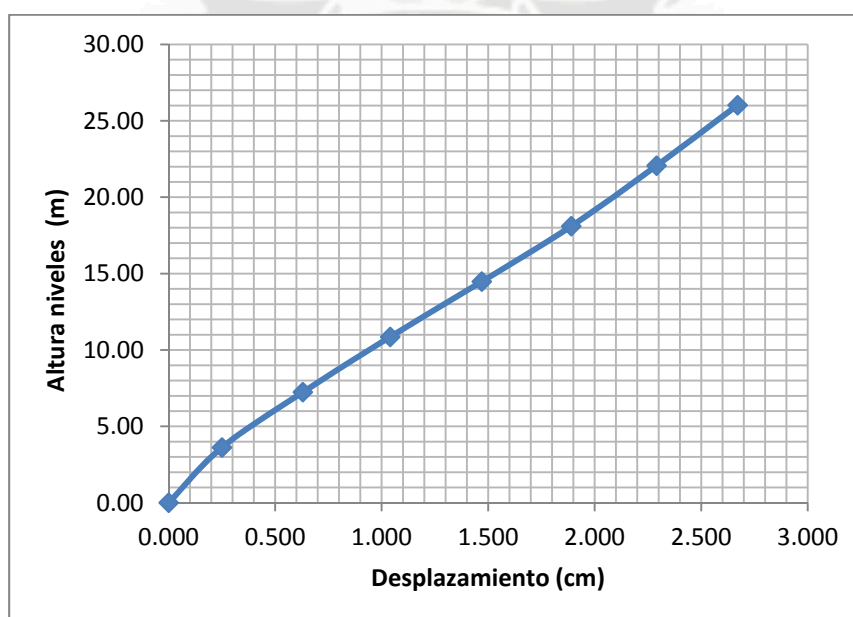


Figura 3.3.1.2.a. Deriva de entrepisos para el eje Y (modelo convencional)

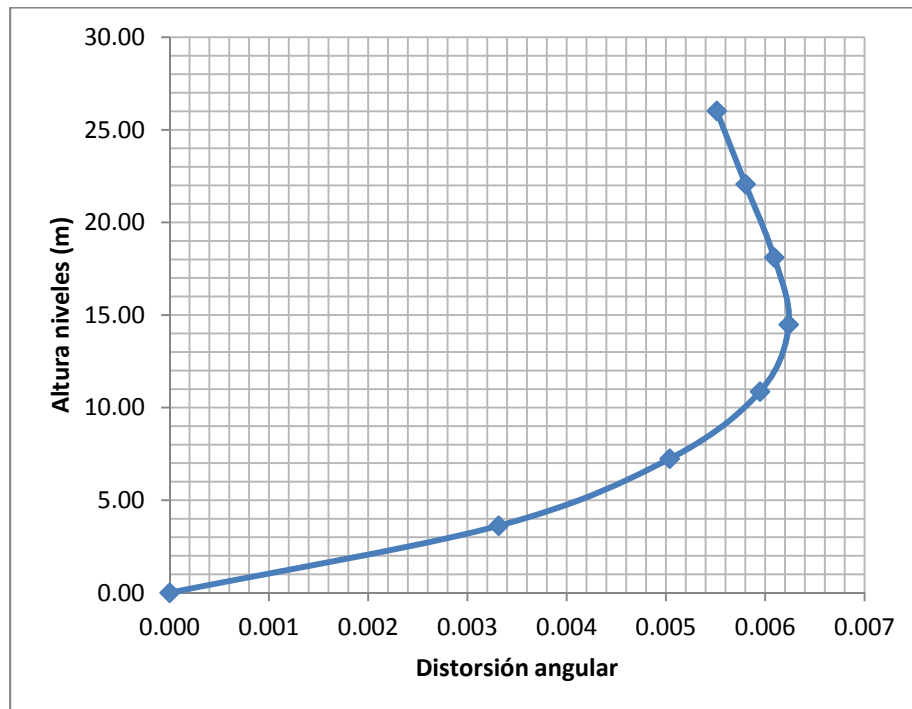


Figura 3.3.1.2.b. Distorsión angular para el eje Y (modelo convencional)

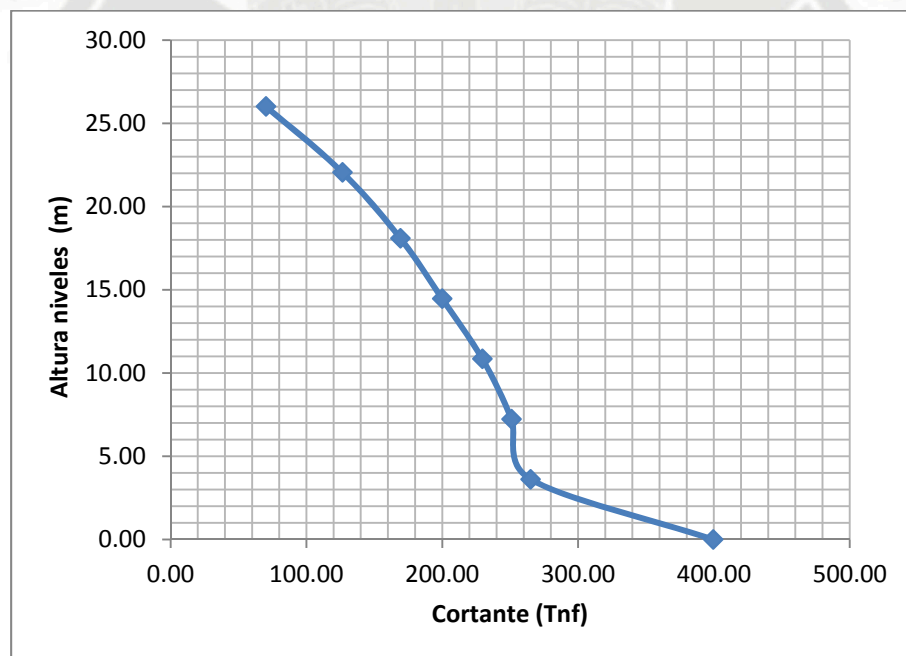


Figura 3.3.1.2.c. Fuerza cortante para el eje Y (modelo convencional)

✓ **CONTROL DE GIROS EN PLANTA**

La norma E-030 establece que si el desplazamiento promedio de cualquier nivel es mayor que el 50% del desplazamiento máximo permitido de acuerdo a los límites impuestos para la deriva de un edificio de concreto armado (0.007); es necesario realizar una verificación por torsión en la estructura. En el cuadro anterior se puede observar que los resultados obtenidos indican que no hay necesidad de realizar la verificación por torsión.

✓ **JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA**

Según la norma E.030, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas para evitar que tengan contacto al presentarse un sismo, éstas se separarán una distancia mínima “s”, igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- 3 cm.
- $s = 3 + 0.004 (h - 500)$ cm

Donde “h” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, en nuestro caso es, $h = 2636$ cm

Al no conocer el desplazamiento de los bloques adyacentes, se calculará la distancia “s” según los otros dos criterios. Se hará el cálculo de “s” en la dirección X, pues es la que presenta un mayor desplazamiento. Aplicando el tercer criterio, se obtiene un valor de “s” igual a 11.5 cm, y como este valor es mayor que 3 cm, se concluye que la distancia mínima “s” será igual a 11.5 cm en ambas direcciones.

El edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes una distancia no menor a los $2/3$ del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación y, a su vez, no será menor que “s/2”. El desplazamiento máximo del 5to nivel, es 2.4 cm, siendo los $2/3$ de este valor igual a 1.6 cm. El valor de “s/2” es 5.75cm, por lo tanto, se determina que la distancia que se retirará la edificación del límite de propiedad es de 5.75 cm, sin embargo como este bloque esta adyacente a otro de características similares pero con mayor altura es que se pensó finalmente establecer un espaciamiento de 7.5cm.

3.3.2. EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

3.3.2.1. METRADO DE CARGAS

Al igual que el modelo convencional se realizó el metrado de cargas manual de la edificación con la incorporación de aisladores, pero con una consideración muy importante que afectará el peso de la estructura en gran proporción, ya que en el caso del edificio aislado se han retirado todas las placas existentes, la sustentación de lo anterior se comprobará más adelante (aún retirando las placas el edificio aislado ha cumplido con las exigencias propuestas por la norma E.030).

Se tomó la decisión de retirar las placas en un inicio sin saber incluso cual sería el resultado de su comportamiento, por la teoría expuesta, la cual nos indica que una estructura aislada a diferencia de una convencional, parámetros como la rigidez pasan a segundo plano por efectos de la reducción de la fuerza cortante.

A continuación presenta el resumen del metrado manual, así como el peso de la estructura aislada obtenida del programa ETABS.

CM+0.25*CV			
NIVEL	CM (tnf)	CV (tnf)	W (tnf)
SETIMO PISO	197.33	25.30	203.66
SEXTO PISO	231.08	53.16	244.37
QUINTO PISO	231.08	53.16	244.37
CUARTO PISO	231.08	53.16	244.37
TERCER PISO	231.08	53.16	244.37
SEGUNDO PISO	237.15	53.16	250.44
PRIMER PISO	237.47	50.38	250.07
SÓTANO	621.67	78.33	641.25
SUMATORIA	2217.94	419.81	2322.89

Tabla 3.3.2.1.a Peso total de la edificación aislada (metrado manual)

Peso de la edificación obtenido con el programa ETABS

Piso	Diafragma	Masa (Tn)	Peso (Tnf)
Piso 7	D7	21.8675	214.5201
Piso 6	D6	27.5514	270.2792
Piso 5	D5	27.5514	270.2792
Piso 4	D4	27.5514	270.2792
Piso 3	D3	27.5514	270.2792
Piso 2	D2	26.6608	261.5424
Piso 1	D1	25.4783	249.9421
Interfase	DI	31.357	307.6121
Sótano	DS	23.7395	232.8844
		suma=	2347.61

Tabla 3.3.2.1.b Peso total de la edificación aislada (ETABS)

Una vez más observamos que ambos pesos se aproximan, consideramos el peso obtenido del programa.

Para el análisis y diseño de los aisladores se necesita el peso que existe en la superestructura, la cual comprende a la estructura que está por encima de los aisladores este peso sería **2114.73 Tnf**

3.3.2.2. CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA CARGAS SÍSMICAS CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

ANÁLISIS SÍSMICO

ANÁLISIS ESTÁTICO

Según los requerimientos establecidos por la UBC en lo concerniente a altura no podemos utilizarlo pero se recomienda para un diseño preliminar de la estructura y para verificar diseños más complicados. Sin embargo, la norma establece un porcentaje mínimo de la deformación y desplazamiento, dados por las fórmulas de este tipo de análisis, de manera que sirve para resguardar a la estructura de un diseño poco conservador.

En este caso serían aisladores con corazón de plomo que producen numerosos ciclos histeréticos estables.

Desplazamientos laterales mínimos

Desplazamientos de diseño

Se debe diseñar para resistir desplazamientos laterales en los dos ejes principales de la estructura iguales a:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \rightarrow D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} ; \text{ donde:}$$

$$T_D = \text{Es el periodo efectivo de la estructura definido por } T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} g}}$$

Este cálculo también se debe realizar para el desplazamiento máximo. La ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación que corresponde al desplazamiento máximo D_M

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \rightarrow D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} ; \text{ donde:}$$

$$T_M = \text{Es el periodo efectivo de la estructura definido por } T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} g}}$$

Desplazamiento total

Deben incluir los desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislación y la ubicación menos favorable de la excentricidad de masa. La excentricidad de masa en planta se mide con respecto al centro de rigidez. El desplazamiento total de diseño D_{TD} se obtiene con:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.3.2.2.a)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.3.2.2.b)$$

Fuerzas laterales mínimas

El sistema de aislación o los elementos estructurales en el nivel o bajo el nivel de aislación, se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b .

$$V_b = k_{D_{\max}} D_D^2 \quad (3.3.2.2.b)$$

Y los elementos estructurales sobre el sistema de aislación:

$$V_s = \frac{k_{D_{\max}} D_D}{R_i} \quad (3.3.2.2c)$$

Donde R_i es el factor de reducción por ductilidad que varía desde 1.4 a 2.0, la siguiente tabla muestra algunos ejemplos de sistemas estructurales de base rígida con su correspondiente factor de reducción R

Tipo de estructura	R_i	R
Pórtico especial resistente al momento	2.0	8.5
Muros de corte	2.0	5.5
pórtico arriostrado común	1.6	5.5
pórtico arriostrado excéntrico	2.0	7.0

Los factores de reducción para estructuras de base rígida son mucho más altos que para estructuras de base aislada por varias razones: la principal es el cambio del periodo.

Como la estructura fluye (en la zona de la interfase de aislamiento), el periodo se alarga y la demanda de los elementos estructurales disminuye (Ver comportamiento de aisladores)

Adicionalmente la sobrerresistencia y la redundancia estructural tienden a extender la fluencia a otros elementos.

El factor R_i es menor en comparación con el factor R para el mismo sistema estructural nótese que las grandes demandas de ductilidad pueden significar daño en componentes estructurales y no estructurales así el requerimiento de

un bajo valor de R_i es equivalente al control de daños para una estructura aislada.

A continuación les presentamos las tablas proporcionadas por la norma, resaltando los requeridos para nuestro caso y resumidas al final

Factor de zona

Nos ubicamos en la zona 4 $\rightarrow 0.4g$ compatibilizando con el de la norma e030

FACTOR DE ZONA

Zona	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

Tabla 3.3.2.2.a. Factor de zona (UBC tabla 16I cap.16)

Perfiles de suelo

Estos perfiles se clasifican en un promedio de la velocidad de propagación de onda de corte, en la cima de 30.5m del suelo

PERFILES DE SUELO

Tipo de perfil de suelo	Nombre del perfil de suelo	Velocidad de Onda de Corte (m/s)	Prueba de penetración estándar	Esfuerzo de Corte (Kpa)
SA	Roca Dura	> 1500	-	-
SB	Roca	760 a 1500	-	-
Sc	Roca Blanda	360 a 760	> 50	>100
SD	Suelo Rígido	180 a 360	15 a 50	50 a 100
SE	Suelo Blando	<600	<15	< 50
SF	Suelo que requiere evaluación específica			

Tabla 3.3.2.2.b. Perfiles de suelo (UBC tabla 16J cap.16)

Tipos de fuente sísmica

El tipo de fuente está designada según la gravedad del riesgo sísmico, que estas implican.

TIPOS DE FUENTE SÍSMICA: A,B,C

Tipo de fuente	Descripción de la fuente sísmica	Definición de la fuente sísmica	
		Máximo Momento Magnitud	Velocidad de desplazamiento
A	Fallas capaces de producir eventos de magnitud amplia con alto rango de actividad sísmica	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5.0$
B	Todas las fallas distintas al tipo A y C	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5.0$ $SR > 2.0$ $SR < 2.0$
C	Fallas que no son capaces de producir sismos de magnitud amplia con relativo bajo rango de actividad sísmica	$M < 7.0$	$SR \leq 2.0$

Tabla 3.3.2.2.c. Tipos de fuente sísmica (UBC tabla 16U cap.16)

Factores de cercanía a la fuente sísmica

N_a , está pensado para un rango de periodos cortos correspondientes a un segmento de aceleraciones constantes del espectro de respuesta.

N_v , el cual corresponde a un rango de periodos medios o de segmentos de velocidad constante del espectro de respuesta.

Estos factores de cercanía son funciones que dependen de la distancia más cercana a la fuente sísmica y del tipo de fuente sísmica. Esta distancia es la que existe entre la proyección vertical de la falla en la superficie y el sitio de emplazamiento

La superficie de proyección vertical no incluye parte de la fuente a profundidades a 10km, o mayores, por lo tanto, un sitio de emplazamiento encima de una falla que tiene una profundidad mayor a 10km no se considera una fuente sísmica

FACTOR DE CERCANÍA A LA FUENTE N_a

Tipo de fuente Sísmica	Distancia más Cercana a la fuente Sísmica Conocida		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1
B	1.3	1	1
C	1	1	1

Tabla 3.3.2.2.d. Factor de cercanía a la fuente (UBC tabla 16S cap.16)

FACTOR DE C. A LA FUENTE N_v

Tipo de fuente Sísmica	Distancia más Cercana a la fuente Sísmica Conocida			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2	1.6	1.2	1
B	1.6	1.2	1	1
C	1	1	1	1

Tabla 3.3.2.2.e. Factor de cercanía a la fuente (UBC tabla 16T cap.16)

Coeficiente de respuesta M_M

El coeficiente de respuesta M_M está pensado para estimar la respuesta ante un desplazamiento máximo del sistema de aislamiento (MCE), pero basado en las características de los desplazamientos laterales mínimos (DBE)

COEFICIENTE DE RESPUESTA

M_M

DBE Intensidad de sacudida, Z_{Nv}	MCE coeficiente de respuesta, M_M
0.075	2.67
0.15	2
0.2	1.75
0.3	1.5
0.4	1.25
≥ 0.5	1.2

Tabla 3.3.2.2.f. Factor de cercanía a la fuente (UBC tabla A 16-D cap.16)

Coeficientes sísmicos espectrales $C_{VD}, C_{AD}, C_{VM}, C_{AM}$

Estos coeficientes están pensados para definir las mínimas ordenadas espectrales a ser usadas en el diseño de la estructura. Los términos C_{VD}, C_{AD} , corresponden a regiones de velocidad constante del espectro DBE, C_{VM}, C_{AM} cumplen la misma función solo que para el espectro MCE

Cvd

COEFICIENTE SÍSMICO

Tipo de Perfil de Suelo	Factor de Zona Sísmica, Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _v
S _B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4N _v
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56N _v
S _D	0.18	0.32	0.4	0.54	0.64N _v
S _E	0.26	0.5	0.64	0.84	0.96N _v
S _F	Suelo que requiere evaluación específica				

Tabla 3.3.2.2.g. Coeficiente sísmico Cvd (UBC tabla 16-R cap.16)

Cad

COEFICIENTE SÍSMICO

Tipo de Perfil de Suelo	Factor de Zona Sísmica, Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _a
S _B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4N _a
S _C	0.09	0.18	0.34	0.33	0.4N _a
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44N _a
S _E	0.19	0.3	0.34	0.36	0.36N _a
S _F	Suelo que requiere evaluación específica				

Tabla 3.3.2.2.h. Coeficiente sísmico Cad (UBC tabla 16-Q cap.16)

COEFICIENTE SÍSMICO "C_{VM}"

Tipo de perfil de suelo	MCE intensidad de sacudida M _M ZN _v				
	M _M ZN _v =0.075	M _M ZN _v =0.15	M _M ZN _v =0.20	M _M ZN _v =0.30	M _M ZN _v >=0.40
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	0.8M _M ZN _v
SB	0.08	0.15	0.2	0.3	1.0M _M ZN _v
SC	0.13	0.25	0.32	0.45	1.4M _M ZN _v
SD	0.18	0.32	0.4	0.54	1.6M _M ZN _v
SE	0.26	0.5	0.64	0.84	2.4M _M ZN _v
SF	Suelo que requiere evaluación específica				

Tabla 3.3.2.2.i. Coeficiente sísmico CVM (UBC tabla A 16-G cap.16)

COEFICIENTE SÍSMICO "C_{AM}"

Tipo de perfil de suelo	MCE intensidad de sacudida M _M ZN _v				
	M _M ZN _v =0.075	M _M ZN _v =0.15	M _M ZN _v =0.20	M _M ZN _v =0.30	M _M ZN _v >=0.40
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	0.8M _M ZN _a
SB	0.08	0.15	0.2	0.3	1.0M _M ZN _a
SC	0.09	0.18	0.24	0.33	1.0M _M ZN _a
SD	0.12	0.22	0.28	0.36	1.1M _M ZN _a
SE	0.19	0.3	0.34	0.36	0.9M _M ZN _a
SF	Suelo que requiere evaluacion especifica				

Tabla 3.3.2.2.j. Coeficiente sísmico CAM (UBC tabla A 16-F cap.16)

Coeficientes de amortiguamiento β

El amortiguamiento efectivo del sistema para niveles de respuesta DBE y MCE referidos como β_D y β_M son calculados de la siguiente manera:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{AreaLazoDe Histeresis}}{K_{D\text{MAX}} \cdot D_D^2} \quad \beta_M = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{AreaLazoDe Histeresis}}{K_{M\text{MAX}} \cdot D_M^2}$$

Donde $K_{D\text{MAX}}$ y $K_{M\text{MAX}}$, es la rigidez efectiva. El factor de amortiguamiento B, está dado en términos de β en forma tabular (UBC tabla A-16-C), interpolación lineal para valores intermedios. Una aproximación cercana de esta tabla está dada por:

$$\frac{1}{B} = 0.25(1 - \ln \beta)$$

DATOS NECESARIOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO

Factor de zona	Z	0.4	
Perfil de suelo	SD		
Peso total de la superestructura	Ws	2114.70	Tnf
Tipo de fuente sísmica	A		
Factores de cercanía a la fuente sísmica	Na	1	
	Nv	1	

Coef. Respuesta sismo máximo posible

M _M	1.25
----------------	------

Coeficientes sísmicos C_{vd} y C_{ad}

C _{vd}	0.44
-----------------	------

C _{ad}	0.44
-----------------	------

* Coeficientes M_{MZNV} y M_{MZNa}

M _{MZNV}	0.5
-------------------	-----

M _{MZNa}	0.5
-------------------	-----

Coeficientes sísmicos C_{vm} y C_{am}

C _{vm}	0.8
-----------------	-----

C _{am}	0.55
-----------------	------

Factor de reducción

R _i	2
----------------	---

Amortiguamiento

β _D	15.00%	B _D	1.35
β _M	15.00%	B _M	1.35

Gravedad g=9.81m/s²

a) Periodo de vibración

Se asume inicialmente que el periodo de la estructura aislada es igual a 2.5 o 3 veces el periodo de la estructura empotrada y con un límite de 3.0s así tenemos:

$T_D = 0.75 \cdot 3 = 2.4s$ y $T_M = 3.0s$, periodos efectivo y máximo respectivamente

b) Rigideces

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} g}} \rightarrow 2.4 = 2\pi \sqrt{\frac{2114.7}{K_{D \min} \cdot 9.81}} \rightarrow K_{D \min} = 1477.46 \text{tnf/m}$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} g}} \rightarrow 3.0 = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} \cdot 9.81}} \rightarrow K_{M \min} = 945.58 \text{tnf/m}$$

Para el cálculo de las rigideces máximas, se tomará una variación del 10% en los periodos

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \max} g}} \rightarrow 2.18 = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \max} g}} \rightarrow K_{D \max} = 1787.73 \text{tnf/m}$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \max} g}} \rightarrow 2.73 = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \max} g}} \rightarrow K_{M \max} = 1144.15 \text{tnf/m}$$

c) Desplazamiento lateral mínimo de diseño

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) * 0.44 * 2.4}{1.35} = 0.19\text{m}$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) * 0.8 * 3}{1.35} = 0.44\text{m}$$

d) Desplazamientos totales (5% excentricidad accidental)

$$d=18.7\text{m}$$

$$b=17.56\text{m}$$

$$y=8.78\text{m}$$

$$e=0.935$$

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.19 \left[1 + 8.78 \frac{12 * 0.935}{17.56^2 + 18.7^2} \right] = 0.223\text{m}$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.44 \left[1 + 8.78 \frac{12 * 0.935}{17.56^2 + 18.7^2} \right] = 0.51\text{m}$$

e) Cálculo de la fuerza cortante en la base

$$V_b = k_{D_{\max}} D_D \rightarrow V_b = 1787.73 * 0.19 \rightarrow V_b = 347.49\text{Tnf}$$

f) Cálculo de la fuerza cortante en la estructura

$$V_s = \frac{k_{D_{\max}} D_D}{R_i} \rightarrow V_s = \frac{1787.73 * 0.19}{2} \rightarrow V_s = 173.75\text{tnf}$$

ANÁLISIS DINÁMICO

Un sistema estructural sometido a acciones dinámicas externas experimenta respuestas que varían con el tiempo. Si se conocen las sollicitaciones externas podrá predecirse su comportamiento.

Una acción dinámica es aquella cuya variación en el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas. Los sismos, el viento, las explosiones, entre otros, son acciones dinámicas que producen vibraciones en la estructura. Las acciones dinámicas pueden ser determinísticas, cuando su variación temporal es perfectamente conocida, o probabilísticas, cuando alguno o todos sus parámetros son aleatorios.

Las acciones dinámicas definidas determinísticamente son funciones del tiempo cuyo valor es conocido en cada instante. Este tipo de representación es adecuado para evaluar el comportamiento de una estructura luego de ocurrido el evento que ocasionó esa respuesta dinámica, la cual, es cualquier magnitud que caracteriza el efecto de la carga sobre la estructura, por ejemplo, las deformaciones que se producen, las tensiones, etc.

Ante una acción exterior la respuesta de las estructuras dependerá de sus modos de vibrar y sus respectivas frecuencias o periodos. Los periodos de vibración dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la masa que la estructura opone al movimiento.

Para realizar el análisis a una estructura es necesario definir su modelo mecánico y definir el movimiento del terreno. La relación entre las acciones y las respuestas describen un modelo matemático, el cual, puede ser resuelto mediante métodos numéricos de análisis. La precisión de la respuesta obtenida dependerá del modelo matemático usado.

El análisis dinámico puede realizarse mediante procedimientos de análisis espectral o de tiempo historia. Es recomendable que para edificaciones convencionales se use el análisis espectral y para edificaciones especiales el análisis tiempo-historia.

Análisis Modal Espectral

Se puede definir al espectro de respuesta (obtenido de un acelerograma) como los máximos valores de la respuesta de un sistema expresado en función del periodo propio de la estructura. Es una acción dinámica no determinística muy útil para el diseño de estructuras donde solo los máximos son necesarios.

El periodo propio de la estructura se calculará mediante un procedimiento de análisis que considere la distribución de masas de la estructura y la rigidez.

Las pseudo-aceleraciones del espectro inelástico generado por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E0.30, al igual que en la estructura convencional pero en este caso el coeficiente de reducción ha disminuido de 7 a 2.

Donde todos los factores ya fueron definidos, la siguiente tabla presenta distintas aceleraciones para distintos periodos.

Z	0.4
U	1
S	1.2
R	2

T	$C=2.5*(T_p/T)^{2.5}$		Sa m/s ²
0.00	2.50	2.50	4.36
0.10	15.00	2.50	4.36
0.20	7.50	2.50	4.36
0.30	5.00	2.50	4.36
0.40	3.75	2.50	4.36
0.50	3.00	2.50	4.36
0.60	2.50	2.50	4.36
0.70	2.14	2.14	3.74
0.80	1.88	1.88	3.27
0.90	1.67	1.67	2.91
1.00	1.50	1.50	2.62
1.50	1.00	1.00	1.74
2.00	0.75	0.75	1.31
2.50	0.60	0.60	1.05
3.00	0.50	0.50	0.87
3.50	0.43	0.43	0.75
4.00	0.38	0.38	0.65
4.50	0.33	0.33	0.58
5.00	0.30	0.30	0.52

Tabla 3.3.2.2.k. Valores espectro aceleraciones modelo aislado

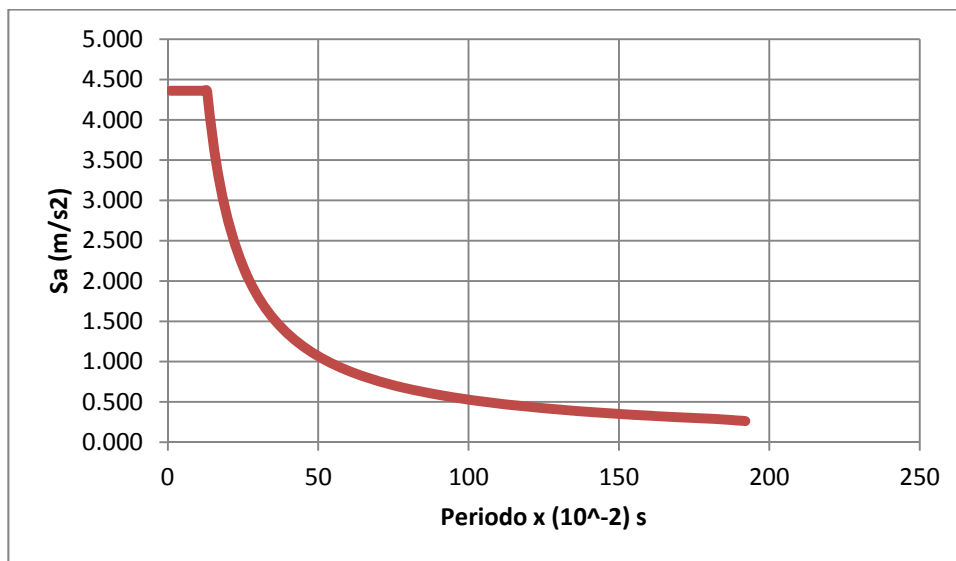


Figura 3.3.2.2.a. Espectro aceleraciones modelo aislado

Análisis Tiempo Historia

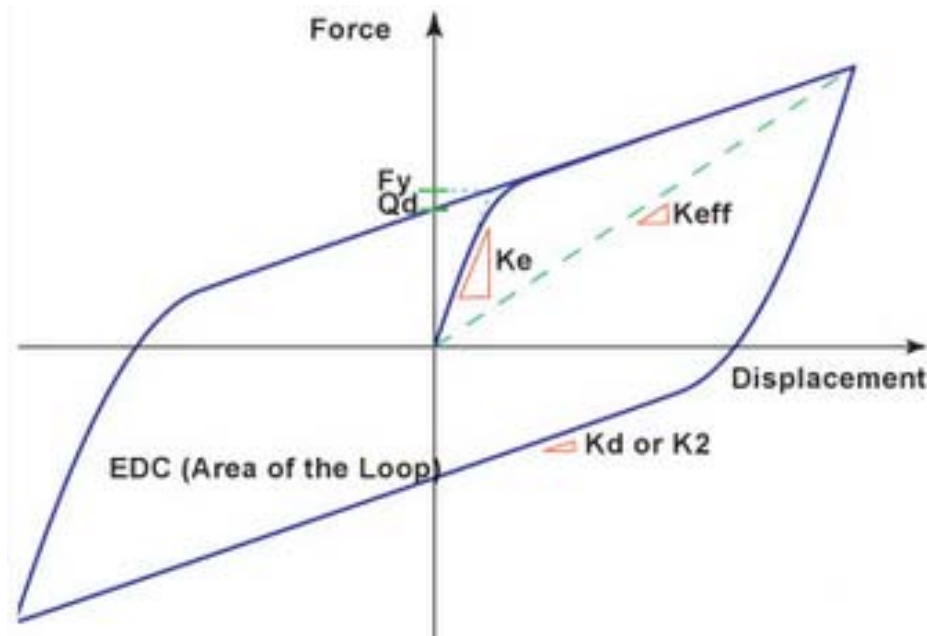
El análisis tiempo-historia se puede realizar para cualquier tipo de estructura. Éste se podrá realizar suponiendo un comportamiento lineal y elástico de la superestructura, y las aceleraciones horizontales corresponderán a sismos reales o artificiales (para el caso peruano se pide un mínimo de 5 registros). Para edificaciones especialmente importantes se efectuará el análisis tiempo-historia considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura, es decir, considerando la degradación de la rigidez de la estructura en el tiempo.

Los registros usados deberán normalizarse de tal manera que la máxima aceleración sea la máxima esperada en el sitio (Factor Z).

Un análisis no lineal de respuesta en el tiempo es más completo y versátil que los anteriores permitiendo estructuras que presentan irregularidades, sistemas con una razón de amortiguamiento modal mayor a 30%, sistemas de aislación que sean dependientes de la velocidad de deformación y levantamiento, en conclusión este método se puede utilizar para cualquier diseño y sin restricción alguna.

Análisis y diseño de los aisladores sísmicos

Antes del análisis y diseño es necesario definir las características que conforman la curva histerética de un aislador y son:



Ke: Rigidez Elástica o Rigidez efectiva, su valor está dominado por las dimensiones del núcleo de plomo. Este valor es de importancia para controlar las cargas de servicio como las de viento.

Kd: Rigidez post fluencia o rigidez secundario, está en función al módulo de corte de la goma, al área neta de la misma y a la altura del aislador.

Keff: Rigidez efectiva, está determinada por la fuerza del aislador dividida por el desplazamiento; esta es una cantidad dependiente del desplazamiento.

Qd: Fuerza Característica, es el valor de la fuerza que intercepta al lazo histerético: este parámetro está relacionado al amortiguamiento y a la respuesta del aislador a las cargas de servicio.

Fy: Fuerza de fluencia, este valor es el punto en el lazo de histéresis en el cual la rigidez inicial cambia a ser rigidez secundaria. En realidad el cambio de rigideces se da a través de una suave curva en lugar de un punto bien determinado. Este valor es utilizado para el modelo bilineal

Kv: Rigidez vertical del aislador

EDC: Área del lazo de Histéresis, representa la cantidad de energía liberada por cada ciclo completado por el aislador

Para modelar la estructura y comprobar desplazamientos es necesario en este punto hacer el análisis y diseño de los aisladores sísmicos, estas características y propiedades que vamos a calcular son los que vamos a ingresar al programa ETABS.

El método de análisis a desarrollarse es siguiendo los lineamientos establecidos en la norma UBC 1997.

Para la elección del tipo y característica del aislador se buscó proveedores tales como tecnoav, sysprotec, sirve, Vulco etc que nos puedan proporcionar características reales de sus productos pero ellos ofrecen un servicio completo es decir evalúan tu proyecto y ellos son los que diseñan y te entregan como resultado un aislador específico para cada caso real, mientras que en Dynamic Isolation System una empresa norteamericana, con muchos años de experiencia en el campo de aislación sísmica, nos brinda especificaciones técnicas en general se sus aisladores y tan igual como las anteriores empresas una guía diseño y recomendaciones de los mismos.

Dimensionamiento del diámetro aislador

El dimensionamiento se hace a partir del desplazamiento máximo total de los aisladores y la capacidad de carga máxima. Se escoge la más crítica

La carga máxima en cada aislador es la que se obtiene a partir de la combinación “1.25CM+1.25CV+CS”. También, por experiencia, se puede considerar inicialmente que la “CS” es el 30% de la “CM” y así usar la combinación “1.55CM + 1.25CV”. El esfuerzo axial permisible debe ser especificado en las características del aislador o se toma como valor referencial en 815 ton/m².

$$1.5 \times D_{TM} = 1.5 \times 0.51 = 0.77m$$

242.65	309.71	268.74	189.21
34.69			
308.30	427.23	383.34	254.68
175.82	245.35	227.93	154.47

$$Area_{Aislador} = \frac{Fuerza_{Axial}}{815 \text{tnf} / m^2}$$

	Fuerza axial (tnf)	Área (m ²)	Diámetro
Aislador 1	427.23	0.52	0.82m
Aislador 2	309.71	0.38	0.70m
Aislador 3	242.65	0.30	0.62m
Aislador 4	34.69	0.04	0.23m

	LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	
D1	850.00	850.00	850.00	850.00	mm
Cantidad	2	6	4	1	Und.

Cálculo del diámetro de núcleo de plomo:

Con la carga “W” que recibe cada aislador según condiciones de servicio (CM+0.25CV), se verifica que la relación Qd/W se encuentre en el rango de (3% a 10%). Qd es la fuerza histerética y es utilizado para el control de la amortiguación y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

El diámetro del núcleo de plomo se calcula a partir de la relación entre la fuerza de fluencia y el esfuerzo axial permisible en el núcleo de plomo. La fuerza de fluencia es 10% mayor que la fuerza histerética. Entonces, el diámetro del núcleo de plomo se calcula:

$$D_l = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{1.1Qd}{\sigma_y}}$$

Carga W en condiciones de servicio CM+0.25CV

146.64	182.37	155.78	112.20
20.74			
180.69	243.42	216.21	147.25
103.51	140.95	131.01	91.10

Valores promedios de W para cada grupo

promedio de cada grupo					
W	229.81	156.34	113.36	20.74	Tn
W	2254448.36	1533707.66	1112079.99	203434.875	N

Asumiendo el 10% de las cargas de servicio obtendremos la fuerza característica de cada aislador

Qd	22.98	15.63	11.34	2.07	Tn
Qd	225444.84	153370.77	111208.00	20343.4875	N

La relación de Fy (fuerza de fluencia) es 10% mayor que la fuerza histerética ó fuerza característica (Qd) entonces la relación entre ambas se expresa en la siguiente ecuación $F_y = 1.1Qd$

Fy	247989.32	168707.84	122328.80	22377.83625	N
----	-----------	-----------	-----------	-------------	---

Ya conocida la fuerza de fluencia existe una relación entre la fuerza de fluencia, el área del núcleo de plomo (A_p) y el esfuerzo de fluencia en corte del plomo σ_{yl} , cuyo valor es una constante de aproximadamente 10 MPa teniendo la siguiente relación

$$F_y = A_p \sigma_{yl}$$

A_p	24798.93	16870.78	12232.88	2237.78	mm ²
D_L	177.69	146.56	124.80	53.38	mm

Habiendo hallado los valores teóricos de los núcleos de plomo procedemos a comprarlos con los rangos que nos ofrece el fabricante para los diámetros ya definidos de los aisladores, luego recalculamos la fuerza característica y el porcentaje real con el que trabajarán los aisladores con estos diámetros finales, así obtenemos

D_L	200.00	140.00	120.00	120	mm
Q_D	285599.33	139943.67	86393.80	25703.93989	N
% carga real	0.127	0.091	0.092	0.500	%

Cálculo de la altura del aislador:

Se calcula a partir del desplazamiento máximo total y la deformación de corte de diseño. Esta última es equivalente a 250% según recomendaciones de los fabricantes. Para el diseño se toma el 150%.

$$h = \frac{D_{TM}}{\gamma_s} \rightarrow h = \frac{510}{150\%} = 339mm$$

Cálculo de la rigidez horizontal total y de la rigidez horizontal de cada aislador

El criterio que gobierna el predimensionamiento de la rigidez horizontal total se halla en la simplificación del comportamiento de la estructura aislada, considerando que la edificación se comporta como un péndulo invertido de un solo grado de libertad, por ende la ecuación que determina el periodo de un péndulo es aplicable al sistema, así tenemos

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \rightarrow K_{HTOTAL} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \rightarrow K_{HTOTAL} = \frac{4\pi^2 * 2114.7}{2.4^2 * 9.81} = 1477.46 Tnf / m$$

$$K_{HTOTAL} = 1477.46 Tnf / m$$

$$K_{HTOTAL} = 14493.33 N / mm$$

Una vez determinada la Rigidez Horizontal Total se debe distribuir entre la cantidad de aisladores que se tiene en la estructura, de esta manera se determinará la rigidez horizontal que cada aislador sísmico deberá proveer al sistema quedando así:

Numero de aisladores	N	13	Und.
Rigidez horizontal por aisladores	k	1114.92	N/mm

Cálculo del espesor de la goma

$$Hr = \frac{D_D}{\gamma_s} = \frac{0.19}{150\%} \rightarrow Hr = 130mm$$

Cálculo del modulo de corte de la goma

$$G = \frac{K_H H_r}{A}$$

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	
Área neta de goma	A	536034.25	552056.37	556140.44	556140.44	mm ²
Modulo de corte Calculado	G	0.27	0.26	0.26	0.26	N/mm ²
Modulo de corte fabricante	G	0.40	0.40	0.40	0.4	N/mm ²

Cálculo del espesor de la capa de goma y del espesor de la plancha de acero

El espesor de la capa de goma es generalmente una constante de 10mm. Este espesor provee buen confinamiento para el núcleo de plomo y es lo suficientemente delgado para proveer una alta capacidad de carga. Si las cargas verticales son críticas el espesor de carga puede reducirse a 8mm o hasta 6mm siempre y cuando se revise con los productores de estas capas delgadas. Capas más delgadas añaden altura y también costo, ya que se requerirán mayor cantidad de planchas de acero. Por esto la capa de goma usualmente no debe exceder los 10mm para aisladores LRB, capas de goma más gruesas pueden ser usadas para aisladores elastomericos o de tipo HDR. La capacidad de carga cae rápidamente mientras el espesor de la capa de goma se incrementa.

En lo referente a la cantidad, las capas de goma el manual de Holmes nos dice

El número de capas define la flexibilidad del sistema. Este valor necesita ser configurado para que el periodo aislado se halle en el rango requerido y que el esfuerzo de corte máximo no sea excesivo. Este valor se configura por ensayo y error. Respecto al valor que se debe asociar al espesor de las planchas de acero no se tiene recomendaciones de predimensionamiento pero se puede comprobar el desempeño del espesor elegido con una serie de ecuaciones. Teniendo así el siguiente cuadro.

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	
Diámetro aislador	DI	850.00	850.00	850.00	850.00	mm
Diámetro núcleo de plomo	DL	200.00	140.00	120.00	120.00	mm
Espesor c/u capa de goma	tr	10.00	10.00	10.00	10	mm

Habiéndose usado un espesor para la capa de goma de 10mm para este caso, luego se procede al cálculo del número de capas de goma y su correspondiente nueva altura de goma así

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	
Numero de capas de goma	n	23	23	23	23	unidad
		25	25	25	25	
Nueva altura de goma	Hr	250	250	250	250	mm

Ahora se procede a indicar el espesor de la plancha de acero, tomándose un valor base de 5mm así

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	
Espesor de la plancha de acero	ts	5	5	5	5	mm

Ahora se procede a la comprobación del espesor de la plancha de acero elegida determinando primero la tensión máxima de compresión σ_{AC} que para el caso de los aisladores del fabricante es de 8Mpa(8N/mm²)

Luego determinamos la tensión máxima en tracción en base a los valores de espesor en la goma y en el acero respecto a la tensión máxima de compresión. Finalmente calculamos el valor de la tensión admisible σ_{adm} en base al valor de la tensión de fluencia del acero σ_y y realizamos una comparación entre la tensión máxima de compresión y la tensión admisible, obteniendo para nuestro caso:

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	N/mm ²
Tensión máxima compresión	σ_{ac}	8	8	8	8	

Calculamos la tensión máxima de tracción y colocamos la tensión de fluencia

$$\sigma_s = 1.5 \frac{tr}{ts} \sigma_{ac}$$

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	N/mm ²
Tensión Max. tracción	σ_s	24.00	24.00	24.00	24	
Tensión de fluencia	σ_y	2400.00	2400.00	2400.00	2400	kg/cm ²

Determinamos la tensión admisible y realizamos la comparación entre la tensión máxima de tracción y la tensión admisible, obteniendo

$$\sigma_{adm} = 0.75 \sigma_y$$

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	N/mm ²
Tensión admisible	σ_{adm}	176.53	176.53	176.53	177	
Comparación	$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	

Por último determinamos el espesor de las placas superior e inferior usando la guía del fabricante, con este valor nos es posible determinar la altura neta del aislador y la altura total del mismo, teniendo lo siguiente

$$h = H_r + (n - 1) \cdot ts$$

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	mm
Espesor placas sup. Inf.	t	38.00	38.00	38.00	38	
Altura neta aislador	H-2t	370.00	370.00	370.00	370	mm
Altura total aislador	H	446.00	446.00	446.00	446	mm

Revisión de la rigidez horizontal de cada aislador

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	N/mm
Rigidez horizontal	K_H	857.65	883.29	889.8247032	889.8247032	
Numero de aisladores	N	2	6	4	1	Und
Rigidez horizontal total	K_{Htotal}	11464.1742				N/mm

El procedimiento iterativo se empieza a partir de la relación Q_d/W en donde se le asigna un valor entre el rango recomendado y a partir de este se determinan los diámetros de plomo y los parámetros de amortiguamiento y rigidez efectiva.

El procedimiento termina cuando se han seleccionado los aisladores con características similares a las calculadas por medio de las fórmulas, donde los desplazamientos, periodos, amortiguamiento y capacidad de carga son los adecuados.

Determinación y resumen de las propiedades de los aisladores

En este paso hallaremos y resumiremos el total de propiedades de los aisladores que nos servirán para su correcto modelamiento

Primero: utilizando los valores conocidos del módulo de corte de goma (G), el área neta de goma (A) y la altura total de goma (H_r), podremos determinar el valor de la rigidez post fluencia (k_2) utilizando la siguiente expresión

$$k_2 = \frac{f_L GA}{H_r}$$

Donde $f_L = 1.15$

Segundo: Hallamos el valor de la rigidez elástica o rigidez inicial (k_1) así:

$$k_1 = 10k_2$$

Tercero: Teniendo la rigidez inicial como la rigidez post fluencia e igualmente habiendo determinado el valor de la fuerza característica (Q_d) podemos calcular el desplazamiento de fluencia (D_y) con la siguiente expresión

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

Cuarto: Valor de la fuerza de fluencia

$$F_y = Q + k_2 D_y$$

Quinto: Determinamos la rigidez efectiva para cada aislador con la fórmula:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D_{TM}}$$

Sexto: Determinamos el módulo de corte efectivo en cada tipo de aislador así

$$G_{eff} = \frac{K_{eff} H_r}{A}$$

Sétimo: Utilizando el diámetro de cada aislador así como su espesor de capa de goma (tr) hallamos el factor de forma de cada aislador

$$S = \frac{D}{4tr}$$

Octavo: Utilizando el la recomendación del ASHTO de 1999 se utiliza un módulo de compresión (k) de 1500 Mpa (donde para norma chilena este valor es de 2000 Mpa) para poder definir el Módulo de compresión (E_c) usando esta relación

$$E_c = \left(\frac{1}{6G_{eff} S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1}$$

Noveno: Habiendo determinado el valor del módulo de compresión podremos determinar la rigidez vertical (K_v) y la frecuencia vertical (f_v) de los aisladores usando las expresiones

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r} \quad f_v = f_h \sqrt{\frac{E_c}{G}}$$

Decimo: determinamos el amortiguamiento efectivo de cada aislador y el amortiguamiento efectivo del sistema con la siguiente expresión

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D_{TM} - D_y)}{\pi K_{eff} D_{TM}^2}$$

Un Decimo: Teniendo los valores de la Rigidez Horizontal por aisladores K_H , la rigidez horizontal del sistema K_{HTOTAL} y el peso total de la estructura (W) podemos determinar el periodo efectivo del sistema T_{eff} , así tenemos

$$K_{HTOTAL} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g}$$

$$T_{eff} = \sqrt{\frac{4\pi^2 W}{K_{HTOTAL} \times g}}$$

A continuación se presenta el resumen de las propiedades de los aisladores.

		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	
Fuerza característica	Qd	285599.33	139943.67	102815.76	102815.76	N
Desplazamiento máximo total	D _{TM}	507.8935	507.8935	507.8935	507.8935	mm
Rigidez Post-fluencia	K ₂	986.30	1015.78	1023.30	1023.30	N/mm
Rigidez elástica	K ₁	9863.03	10157.84	10232.98	10232.98	N/mm
Desplazamiento de fluencia	D _y	32.17	15.31	11.16	11.16	mm
Fuerza de fluencia	F _y	317332.5913	155492.9697	114239.7329	114239.7329	N
Rigidez efectiva	K _{eff}	1548.62426	1291.32113	1225.734057	1225.734057	N/mm
Modulo de corte efectivo	G _{eff}	0.72	0.58	0.55	0.55	N/mm ²
Diámetro del aislador	φ	850.00	850.00	850.00	850.00	mm
Factor de forma	S	21.25	21.25	21.25	21.25	-
Modulo de compresibilidad	K	1500	1500	1500	1500	N/mm ²
Modulo de compresión	E _c	714.3	657.9	641.5	641.5	N/mm ²
Rigidez vertical	K _v	1531626.8	1452732.399	1427152.681	1427152.681	N/mm
Frecuencia vertical	f _v	13.63	13.08	12.91	12.91	Hz
Amortiguamiento efectivo	β _{eff}	0.22	0.13	0.10	0.10	%
Amortiguamiento efectivo sistema	Σβ _{eff}	0.14				%
Rig. Horizontal aislador	K _H	857.6547	883.2901	889.8247	889.8247	N/mm
Rig. Horizontal del sistema	K _{Htotal}	11464.174				N/mm
Periodo calculado	T _{eff}	2.7				S

Tabla 3.3.2.2.1. Resumen de las propiedades de los aisladores

Datos para software

Es necesario establecer las propiedades lineales y no lineales así como la forma en cómo las considera el programa para su correcto modelamiento de los aisladores

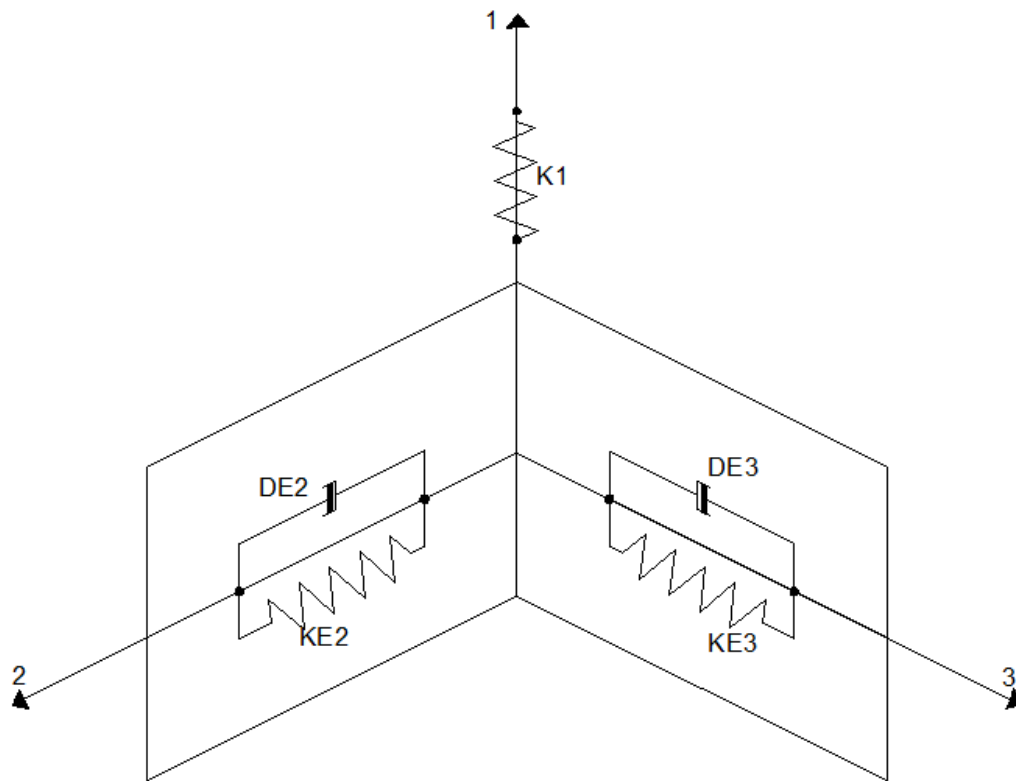


Figura 3.3.2.2.b. Propiedades Lineales ETABS

Propiedades lineales para el modelamiento de aisladores

- Spring Effective stiffness along axis 2 (3): Esta propiedad se refiere directamente a la rigidez efectiva K_{eff} del tipo de aislador
- Spring Effective Damping Ratio Axis 2 (3): Esta propiedad hace referencia al amortiguamiento efectivo β_{eff} de cada aislador

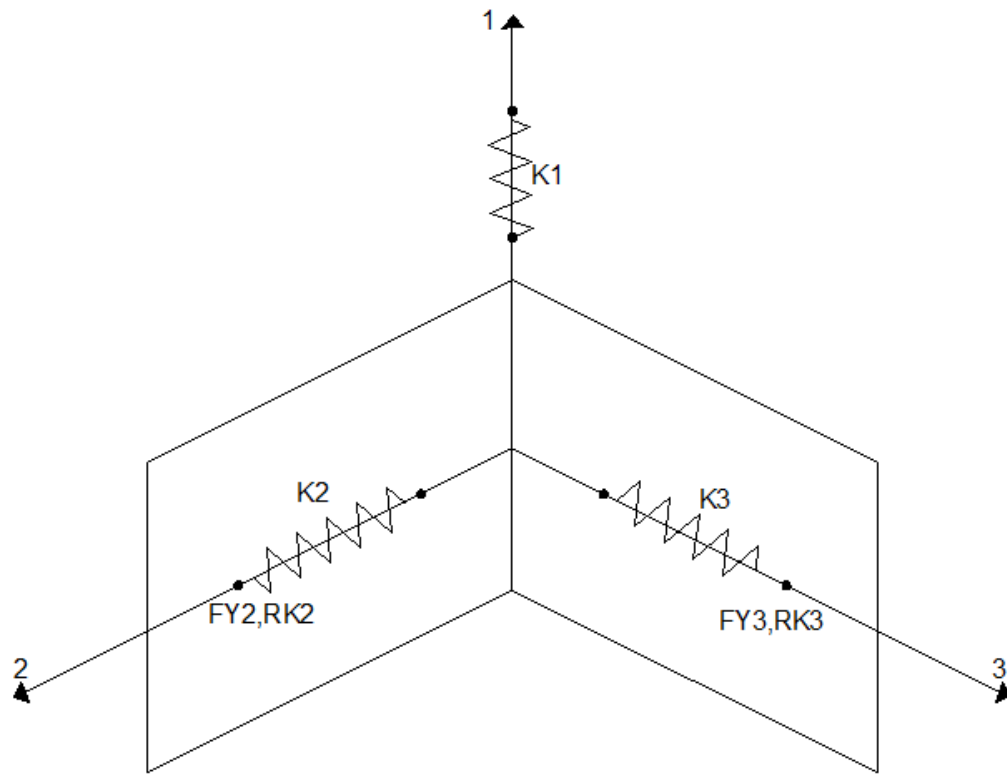


Figura 3.3.2.2.c. Propiedades No lineales ETABS

Propiedades no lineales para el modelamiento de aisladores

- Spring Stiffness Along Axis 1: Se refiere a la Rigidez Vertical K_v
- Initial Spring Stiffness Along Axis 2(3): Este valor se refiere a la Rigidez elástica o Rigidez inicial del aislador K_1
- Yield Force Along Axis 2(3): Referente a la fuerza de fluencia (F_y) del aislador
- Post-Yield Stiffness Ratio Along Axis 2(3): Este valor indica la relación entre la rigidez Post fluencia y la rigidez elastica (K_2 / K_1), en nuestro caso de utilizó la relación $K_1 = 10K_2$, este valor es de 0.1 para nuestro caso.

Tomando en consideración lo anterior generamos la siguiente tabla resumen con las propiedades necesarias para ingresar al software

		centro	bordes	esquinas	única	
		LRB-1	LRB-2	LRB-3	LRB-4	
LINEAR	First data Line					
	ID	ISO 1	ISO 2	ISO 3	ISO 4	Identification Number
	TYPE	isolator 1	isolator 1	isolator 1	isolator 1	Biaxial Hysteretic / Linear / Friction
	KE (Rigidez Efectiva)	1548.624	1291.321	1225.734	1225.734	Spring Effective Stiffness along Axis 2
	KE (Rigidez Efectiva)	1548.624	1291.321	1225.734	1225.734	Spring Effective Stiffness along Axis 3
	DE2 (Amortiguamiento Efectivo)	0.217	0.132	0.103	0.10	Spring Effective Damping Ratio along Axis 2
	DE3 (Amortiguamiento Efectivo)	0.217	0.132	0.103	0.10	Spring Effective Damping Ratio along Axis 3
NON LINEAR	Second data Line					
	K1 (rigidez vertical)	1531626.80	1452732.40	1427152.68	1427152.68	Spring Stiffness along Axis axial 1
	K2 (rigidez inicial)	9863.03	10157.84	10232.98	10232.98	Initial Spring Stiffness along Axis 2
	K3 (rigidez inicial)	9863.03	10157.84	10232.98	10232.98	Initial Spring Stiffness along Axis 3
	FY2 (fuerza de fluencia)	317332.5913	155492.9697	114239.7329	114239.7329	Yield Force Along Axis 2
	FY3 (fuerza de fluencia)	317332.5913	155492.9697	114239.7329	114239.7329	Yield Force Along Axis 3
	RK2	0.1	0.1	0.1	0.1	Post- Yield stiffness ratio along Axis 2
	RK3	0.1	0.1	0.1	0.1	Post- Yield stiffness ratio along Axis 3

Tabla 3.3.2.2.m. Propiedades para ingresar a ETABS

Detalle del modelamiento en software

Se desea mencionar brevemente el método utilizando para realizar el análisis no lineal en el programa de modelamiento utilizado (ETABS) con los aisladores elastoméricos una vez modelada la estructura de la forma convencional se retiran los apoyos en la base (o donde vayan los aisladores) y se colocan vigas de suficiente peralte para unir los elementos como placas (si hubiera) y columnas con adecuada rigidez al momento.

Luego se definen los aisladores sísmicos como elementos Frame y de propiedad NONE, luego a estos se les asignaran propiedades no lineales mediante la opción link properties, a continuación un paso a paso del modelamiento de aisladores en el programa ETABS

Paso 1: Definimos las propiedades de los aisladores en la opción **link properties**

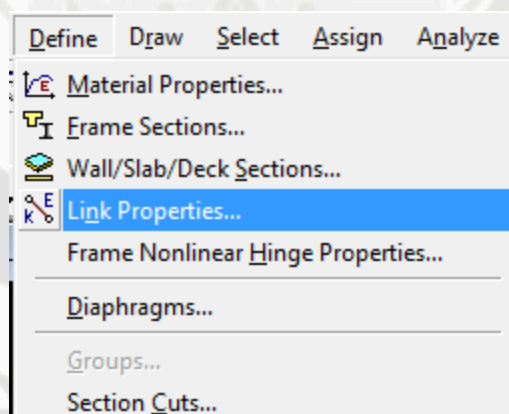


Figura 3.3.2.2.d. Define→link properties

Paso 2: Agregamos una nueva propiedad **Add New Property**

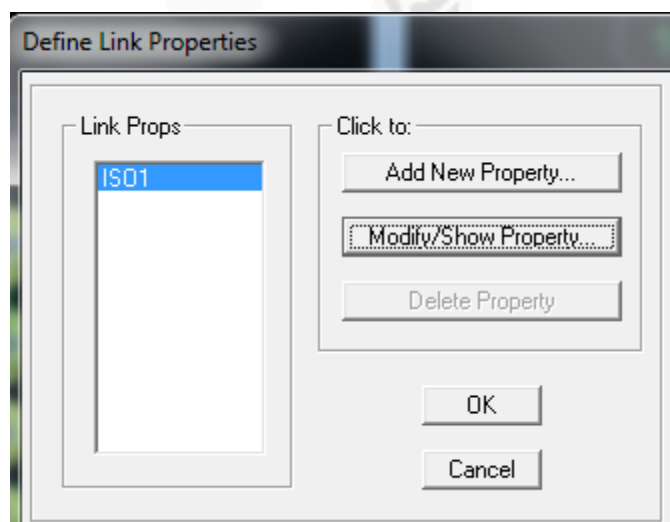


Figura 3.3.2.2.e. Add Nex properties

Paso 3: En la ventana que se genera “**Nlink Property Data**” definiremos las propiedades de los aisladores

Direction	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Figura 3.3.2.2.f. Definición propiedades aisladores ETABS

Paso 4: El tipo de aislación que se utiliza en este caso es **isolator 1**, según manuales este tipo de aislador hace referencia a los elastoméricos , acerca de la masa, peso e inercias rotacionales, los dejamos sin efecto porque por ser esta edificación regular, con una distribución de aisladores de propiedades similares, no genera alguna incidencia en el comportamiento de los mismos.

Paso 5: Dentro de la opción **Directional Properties** debemos activar las 3 primeras opciones bajo las columnas **Direction**, denominadas **U1, U2 y U3**; las que hacen referencia a las propiedades en las direcciones cartesianas Z, Y, X respectivamente. Las opciones que están debajo la columna non linear, corresponden a las propiedades no lineales de los aisladores.

Paso 6: Luego definimos las propiedades de los aisladores **Modify/show for U1, U2, U3** respectivamente.

The screenshot shows the 'NLLink Directional Properties' dialog box for direction U1. It has two main sections: 'Identification' and 'Linear Properties'. In the 'Identification' section, 'Property Name' is 'ISO1', 'Direction' is 'U1', 'Type' is 'Isolator1', and 'NonLinear' is 'No'. In the 'Linear Properties' section, 'Effective Stiffness' is '1531626.8' and 'Effective Damping' is '0.217'. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Section	Property	Value
Identification	Property Name	ISO1
	Direction	U1
	Type	Isolator1
	NonLinear	No
Linear Properties	Effective Stiffness	1531626.8
	Effective Damping	0.217

Figura 3.3.2.2.g. Propiedades lineales ETABS

The screenshot shows the 'NLLink Directional Properties' dialog box for direction U2. It has three sections: 'Identification', 'Linear Properties', and 'Nonlinear Properties'. In the 'Identification' section, 'Property Name' is 'ISO1', 'Direction' is 'U2', 'Type' is 'Isolator1', and 'NonLinear' is 'Yes'. In the 'Linear Properties' section, 'Effective Stiffness' is '1548.624' and 'Effective Damping' is '0.217'. In the 'Nonlinear Properties' section, 'Stiffness' is '9863.03', 'Yield Strength' is '317332.6', and 'Post Yield Stiffness Ratio' is '0.1'. There is also a 'Shear Deformation Location' section with 'Distance from EndJ' set to '0.'. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Section	Property	Value
Identification	Property Name	ISO1
	Direction	U2
	Type	Isolator1
	NonLinear	Yes
Linear Properties	Effective Stiffness	1548.624
	Effective Damping	0.217
Nonlinear Properties	Stiffness	9863.03
	Yield Strength	317332.6
	Post Yield Stiffness Ratio	0.1
Shear Deformation Location	Distance from EndJ	0.

Figura 3.3.2.2.h. Propiedades NO lineales ETABS

Se repiten los pasos descritos anteriormente para la cantidad necesaria de aisladores que se requiera, en nuestro caso fueron en total 4 tipos de aisladores (diseñados anteriormente)

Modelo Estructural:

El modelamiento estructural al igual que en la estructura convencional fue realizado con el programa ETABS, el cual nos permitió idealizar los pórticos de la estructura de manera conjunta con los aisladores.

En la figura 3.3.2.2.i. mostramos la interfase de aislación sísmica (entre ambas losas se encuentran ubicados los aisladores)

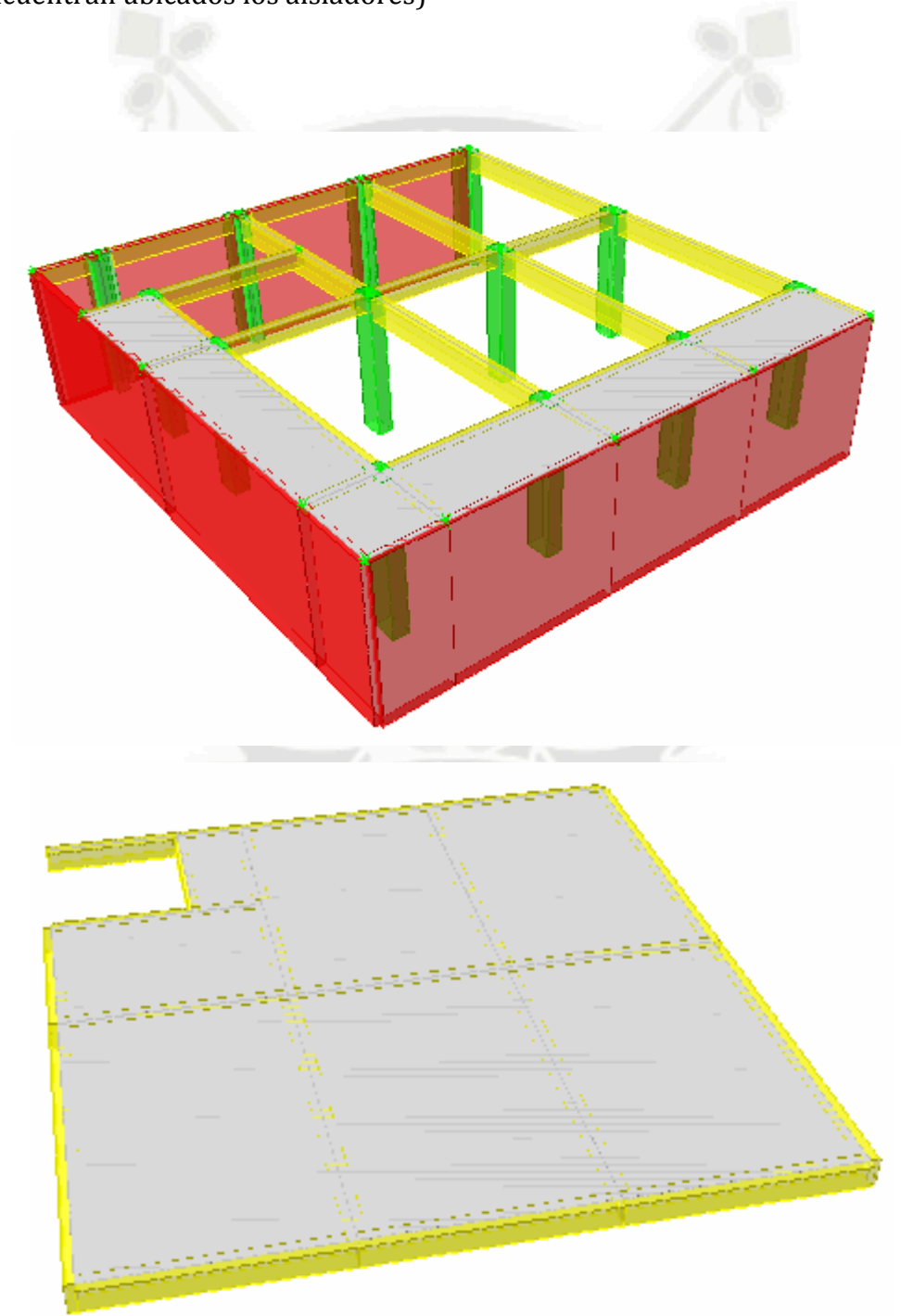


Figura 3.3.2.2.i. Interfase de aislación

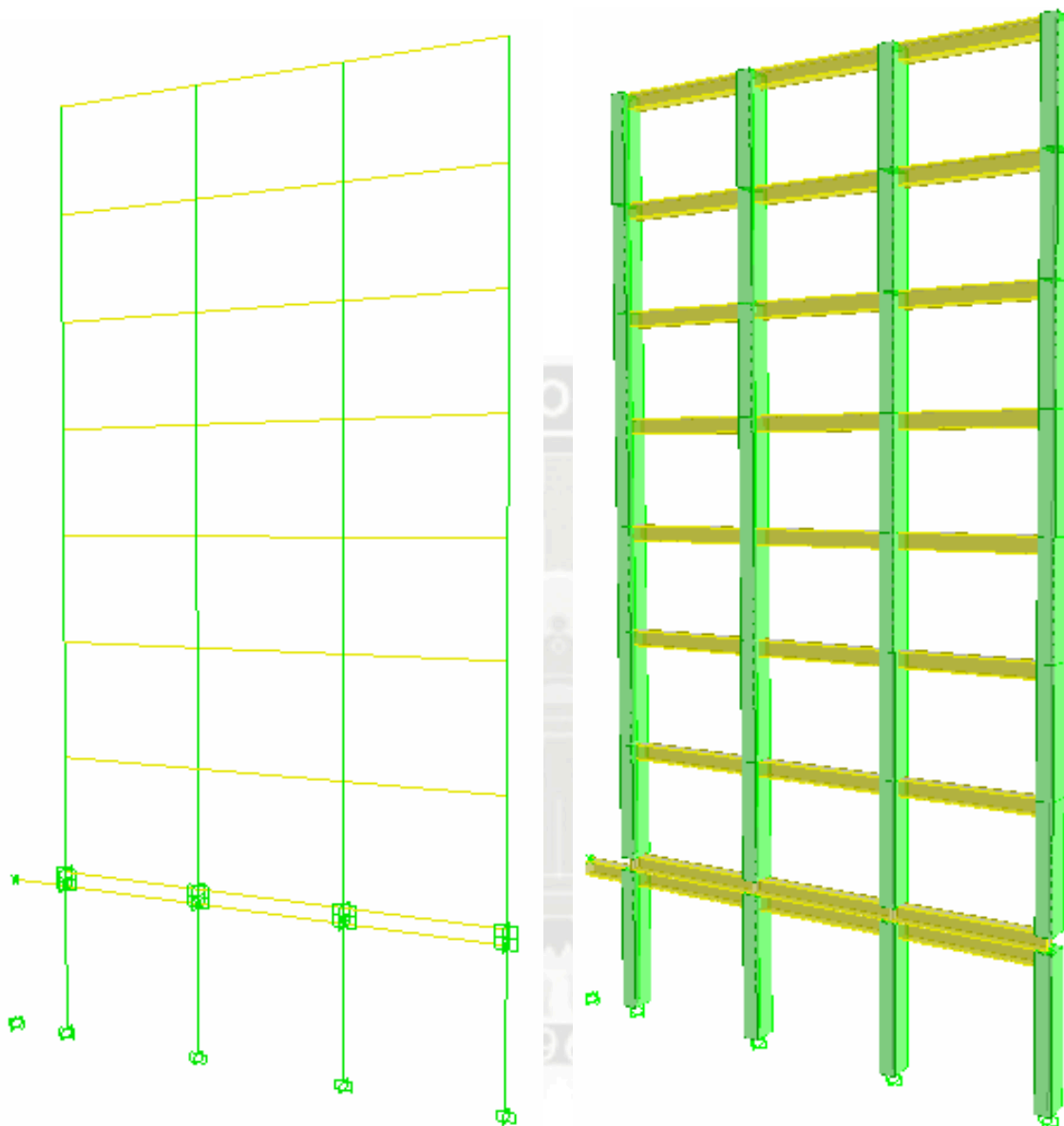


Figura 3.3.2.2.j. Vista Elevación eje C-C

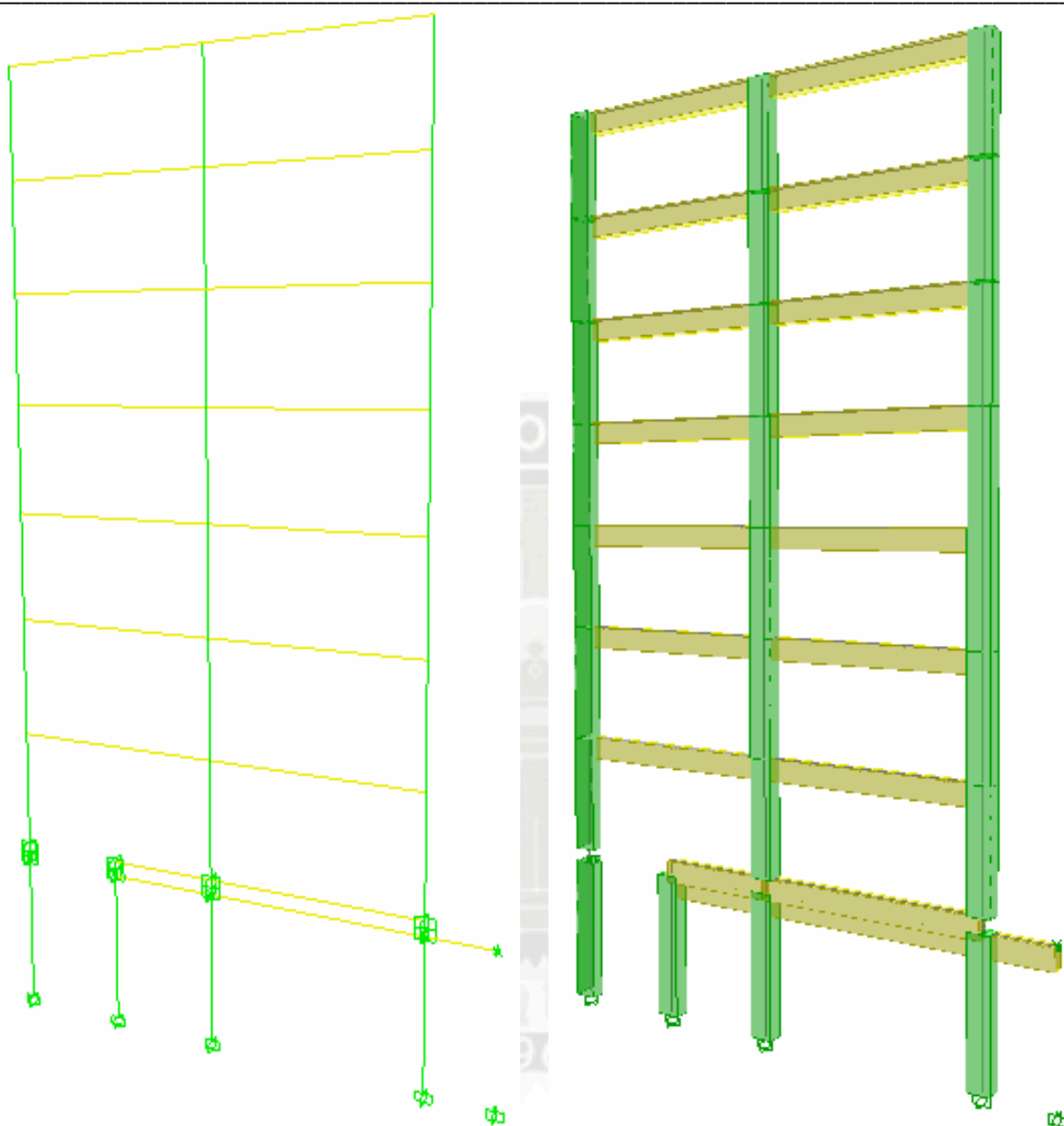


Figura 3.3.2.2.k. Vista Elevación Eje 2-2

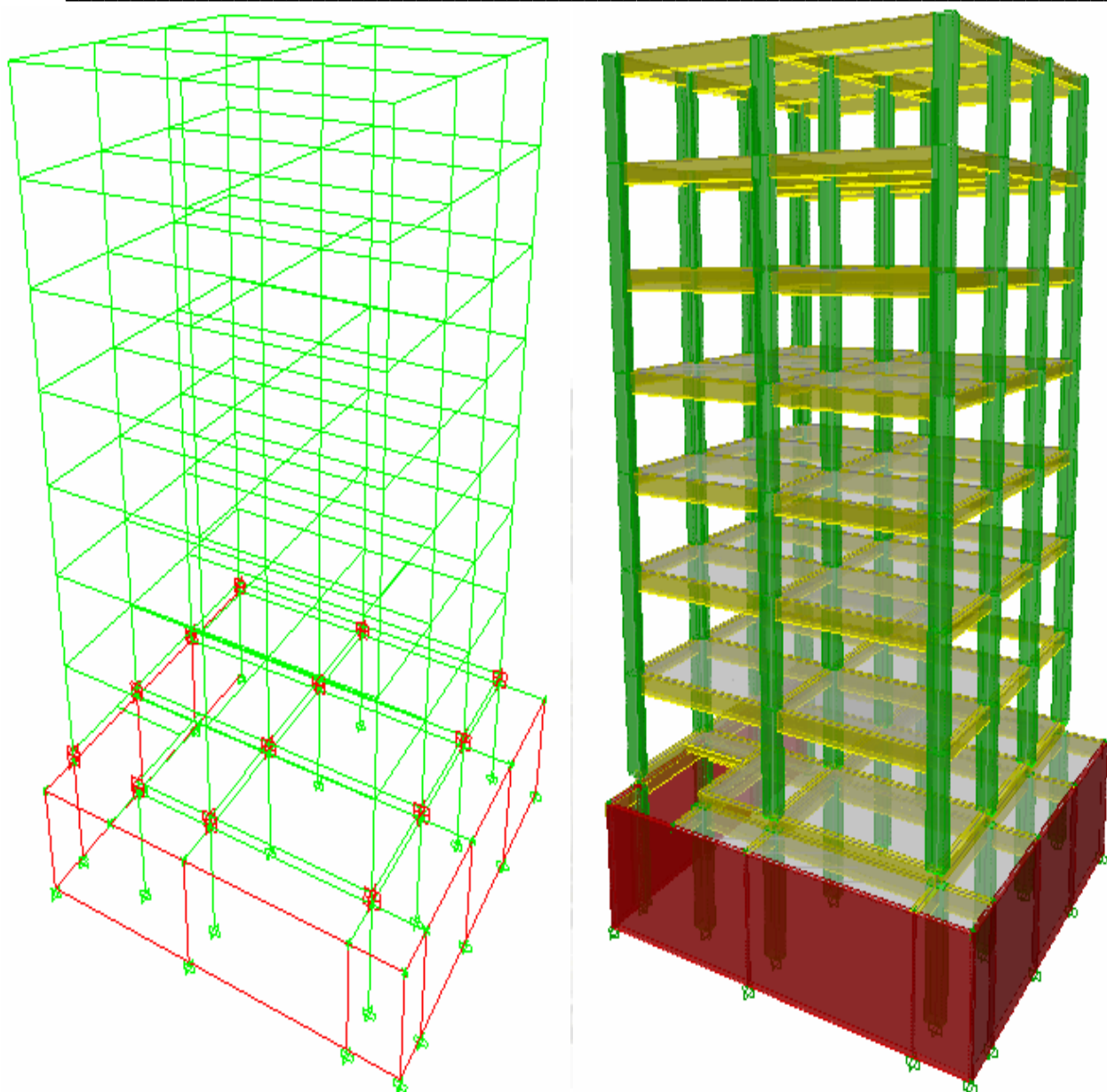


Figura 3.3.2.2.1. Vista tridimensional (modelo aislado)

3.3.2.3. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

✓ PERIODOS RESULTANTES

MODO	PERIODO	X	Y
1	2.54	94.53	1.14
2	2.52	1.19	97.19
3	2.29	2.51	0.05
4	0.66	1.66	0.01
5	0.64	0.00	1.53
6	0.55	0.00	0.00
7	0.33	0.09	0.00
8	0.31	0.00	0.07
9	0.28	0.00	0.00
10	0.20	0.01	0.00
11	0.17	0.00	0.00
12	0.16	0.00	0.00
13	0.13	0.00	0.00
14	0.11	0.00	0.00
15	0.10	0.00	0.00
16	0.09	0.00	0.00
17	0.08	0.00	0.00
18	0.07	0.00	0.00
19	0.07	0.00	0.00
20	0.06	0.00	0.00
21	0.06	0.00	0.00
22	0.05	0.00	0.00
23	0.05	0.00	0.00
24	0.04	0.00	0.00

Tabla 3.3.2.3.a. Modos de vibración obtenido del programa ETABS

La participación modal se reduce prácticamente a un sólo un modo por cada dirección, reduciendo así, la incertidumbre del comportamiento sísmico.

- Los modos significativos en la dirección X son los modos 1, 2 Y 3; cuya suma de porcentaje de masa efectiva es 98.23%.
- Los modos significativos en la dirección Y son los modos 1, 2, y 5; cuya suma de porcentaje de masa efectiva es 99.86%

En cuanto al periodo fundamental de la estructura:

- En la dirección X queda definido por el modo 1 con 2.54 seg
- En la dirección Y por el modo 2, con un período de 2.52 seg
- Se corrobora que el periodo efectivo tomado en el análisis estático como tanteo es prácticamente igual al entregado por el software.
- Con estos periodos se evaluará la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

RESULTADOS OBTENIDOS

Análisis en X

	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN X			Deriva	Deriva*0.75*R	
	Desplaz.(cm)	Des. Entrepiso	Altura(cm)		Deriva*0.75*R	
piso 7	24.070	0.430	362.0	0.00119	0.00178	cumple
piso 6	23.640	0.670	362.0	0.00185	0.00278	cumple
piso 5	22.970	0.930	362.0	0.00257	0.00385	cumple
piso 4	22.040	1.080	362.0	0.00298	0.00448	cumple
piso 3	20.960	1.290	362.0	0.00356	0.00535	cumple
piso 2	19.670	1.660	396.0	0.00419	0.00629	cumple
piso 1	18.010	0.000	396.0	0.00000	0.00000	cumple
sótano	0.000	0.000	366.5	0.00000	0.00000	cumple

Tabla 3.3.2.3.b. Deriva de entrepisos modelo aislado en X

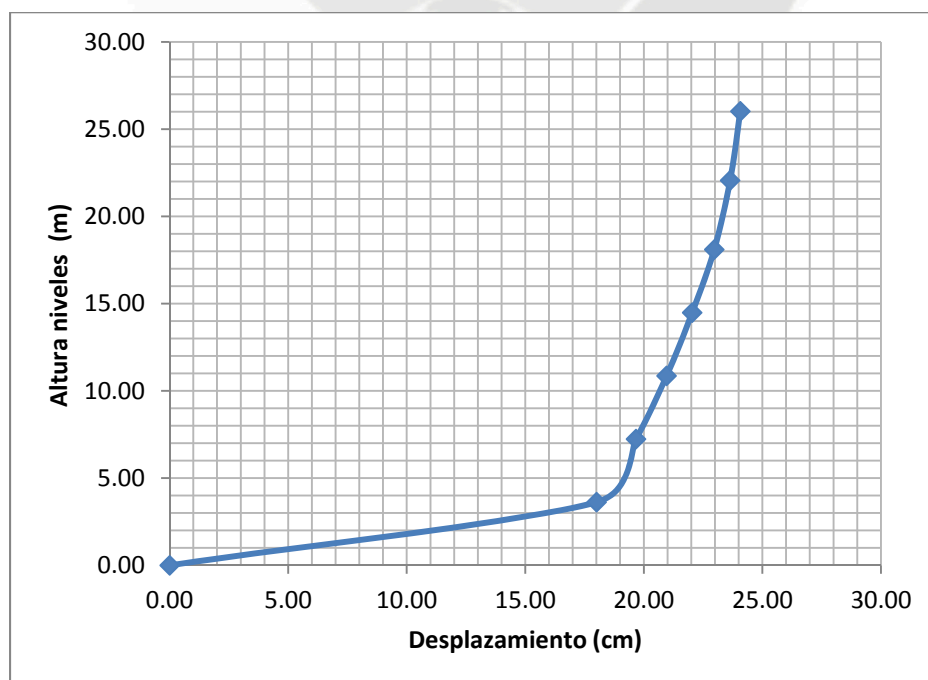


Figura 3.3.2.3.a. Desplazamientos del modelo aislado eje X

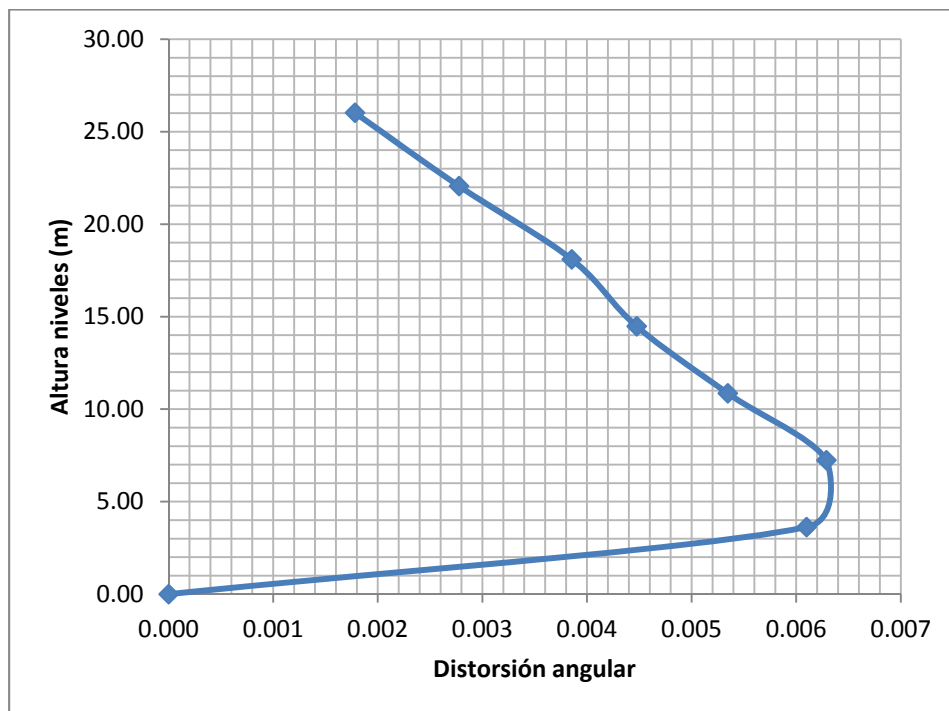


Figura 3.3.2.3.b. Distorsión angular del modelo aislado eje X

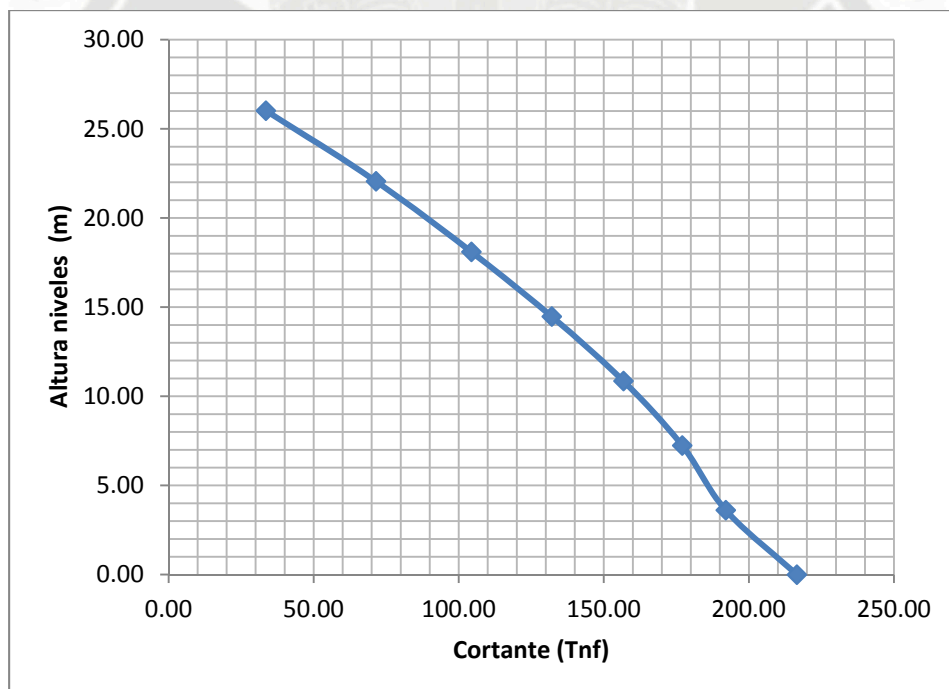


Figura 3.3.2.3.c. Fuerza cortante repartida en la altura del modelo aislado eje X

Análisis en Y

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN Y						
	Desplaz.(cm)	Des. Entrepiso	Altura(cm)	Deriva	Deriva*0.75*R	
piso 7	20.970	0.380	362.0	0.00105	0.00157	cumple
piso 6	20.590	0.570	362.0	0.00157	0.00236	cumple
piso 5	20.020	0.780	362.0	0.00215	0.00323	cumple
piso 4	19.240	0.910	362.0	0.00251	0.00377	cumple
piso 3	18.330	1.060	362.0	0.00293	0.00439	cumple
piso 2	17.270	1.350	396.0	0.00341	0.00511	cumple
piso 1	15.920	0.000	396.0	0.00000	0.00000	cumple
sótano	0.000	0.000	366.5	0.00000	0.00000	cumple

Tabla 3.3.2.3.c. Deriva de entrepisos modelo aislado eje Y

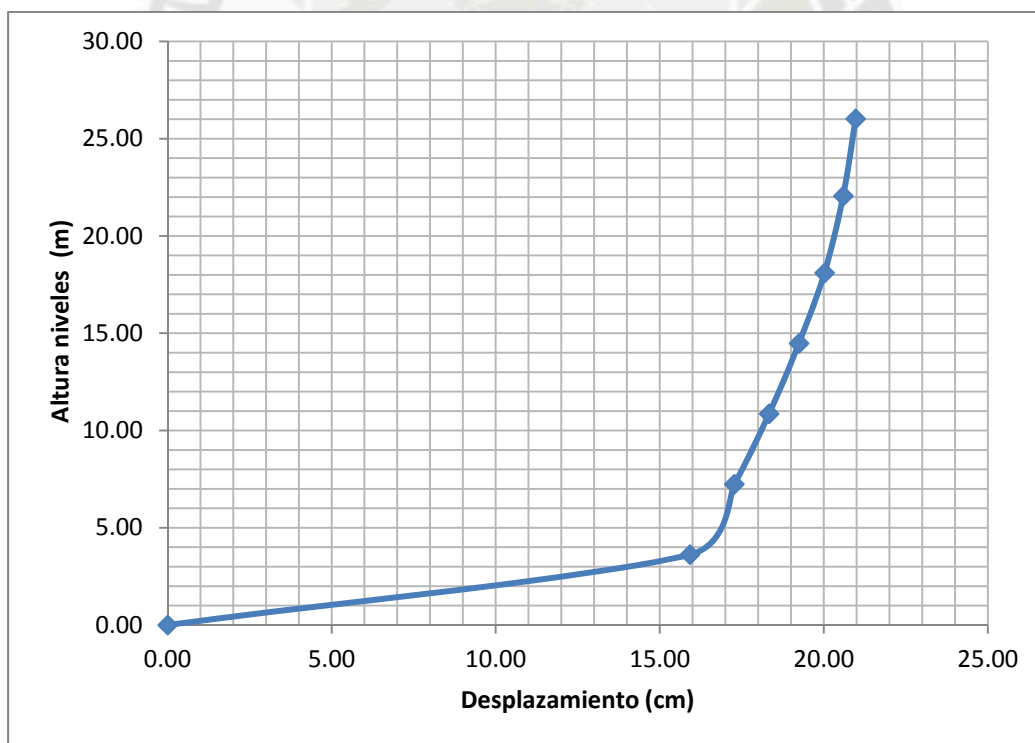


Figura 3.3.2.3d. Desplazamientos del modelo aislado eje Y

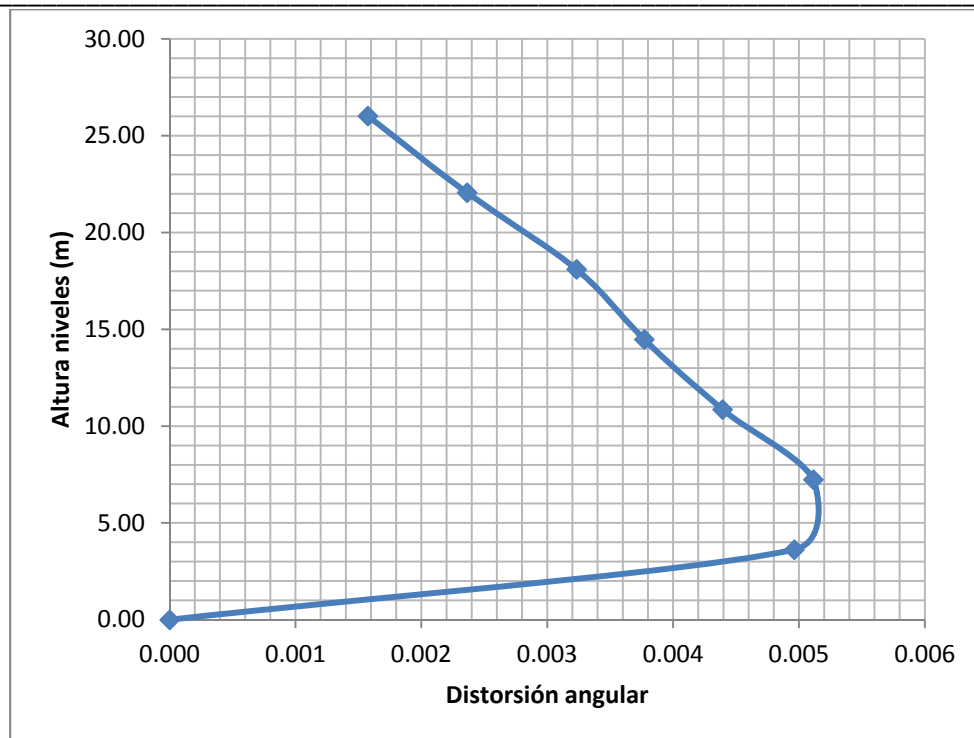


Figura 3.3.2.3e. Distorsión angular del modelo aislado eje Y

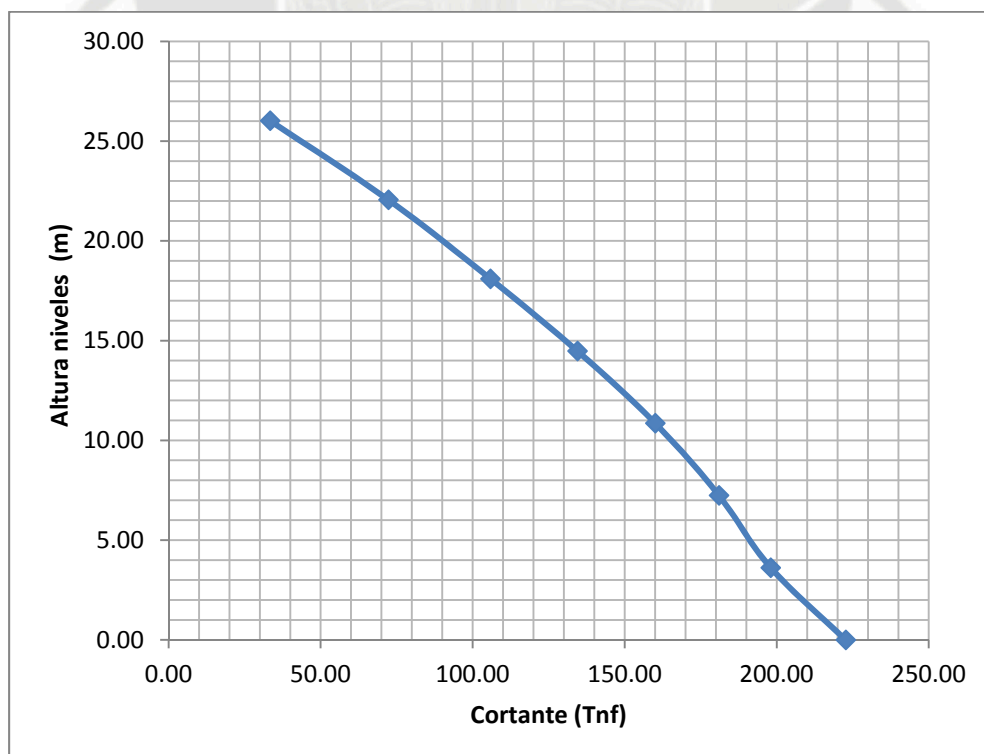


Figura 3.3.2.3.f. Fuerza cortante repartida en la altura del modelo aislado eje Y

✓ **CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES**

Los desplazamientos máximos laterales son:

En X: 24.1 cm

En Y: 21cm

Estando dentro de los límites establecidos (análisis estático) $D_D = 0.19m$ y

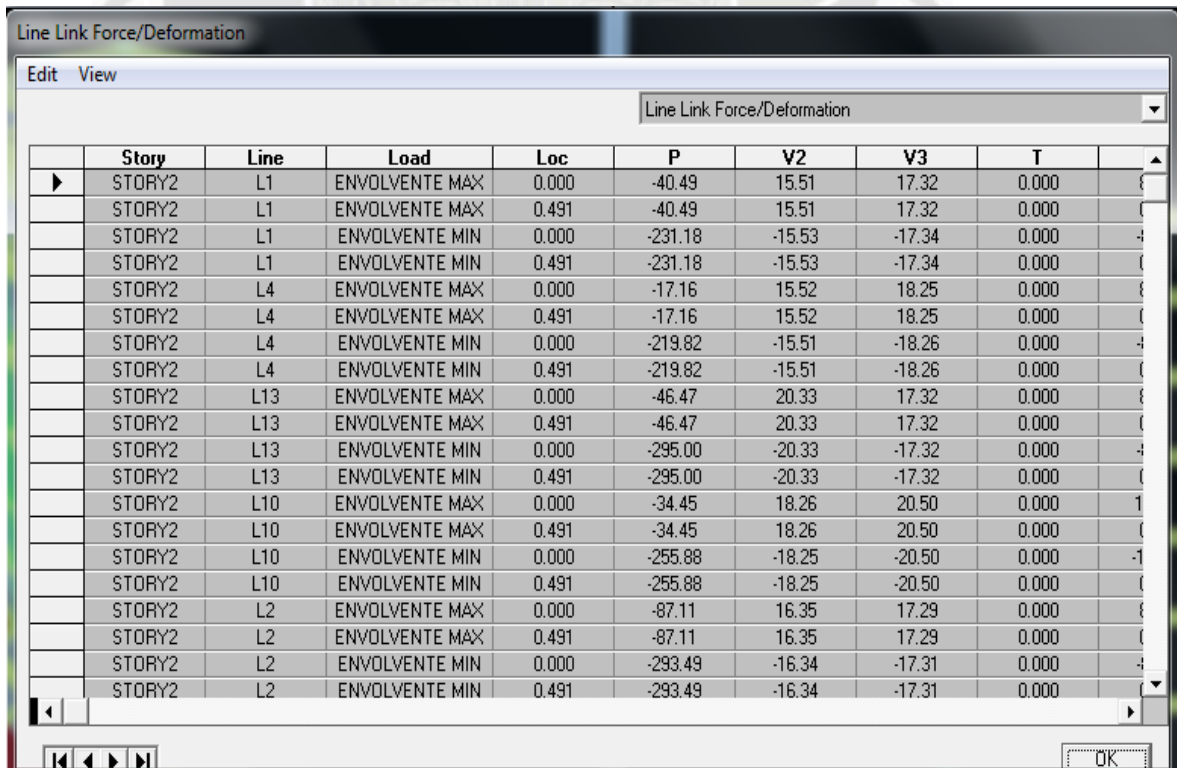
$D_M = 0.44m$

✓ **DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MAXIMOS**

Como se puede apreciar, en ninguna de las dos direcciones supera el máximo desplazamiento relativo propuesto por la norma (0.007)

✓ **CAPACIDAD DE CARGA**

Del software extraemos la carga máxima que soporta los aisladores, los mismos valores son exportados a una hoja de cálculo (Excel) para identificar mejor las mayores cargas



	Story	Line	Load	Loc	P	V2	V3	T
▶	STORY2	L1	ENVOLVENTE MAX	0.000	-40.49	15.51	17.32	0.000
	STORY2	L1	ENVOLVENTE MAX	0.491	-40.49	15.51	17.32	0.000
	STORY2	L1	ENVOLVENTE MIN	0.000	-231.18	-15.53	-17.34	0.000
	STORY2	L1	ENVOLVENTE MIN	0.491	-231.18	-15.53	-17.34	0.000
	STORY2	L4	ENVOLVENTE MAX	0.000	-17.16	15.52	18.25	0.000
	STORY2	L4	ENVOLVENTE MAX	0.491	-17.16	15.52	18.25	0.000
	STORY2	L4	ENVOLVENTE MIN	0.000	-219.82	-15.51	-18.26	0.000
	STORY2	L4	ENVOLVENTE MIN	0.491	-219.82	-15.51	-18.26	0.000
	STORY2	L13	ENVOLVENTE MAX	0.000	-46.47	20.33	17.32	0.000
	STORY2	L13	ENVOLVENTE MAX	0.491	-46.47	20.33	17.32	0.000
	STORY2	L13	ENVOLVENTE MIN	0.000	-295.00	-20.33	-17.32	0.000
	STORY2	L13	ENVOLVENTE MIN	0.491	-295.00	-20.33	-17.32	0.000
	STORY2	L10	ENVOLVENTE MAX	0.000	-34.45	18.26	20.50	0.000
	STORY2	L10	ENVOLVENTE MAX	0.491	-34.45	18.26	20.50	0.000
	STORY2	L10	ENVOLVENTE MIN	0.000	-255.88	-18.25	-20.50	0.000
	STORY2	L10	ENVOLVENTE MIN	0.491	-255.88	-18.25	-20.50	0.000
	STORY2	L2	ENVOLVENTE MAX	0.000	-87.11	16.35	17.29	0.000
	STORY2	L2	ENVOLVENTE MAX	0.491	-87.11	16.35	17.29	0.000
	STORY2	L2	ENVOLVENTE MIN	0.000	-293.49	-16.34	-17.31	0.000
	STORY2	L2	ENVOLVENTE MIN	0.491	-293.49	-16.34	-17.31	0.000

Figura 3.3.2.3.g. Esfuerzos aisladores ETABS

	A	B	C	D	E
1	Story	Line	Load	Loc	P
28	STORY2	L5	ENVOLVENTE	0	-351.33
29	STORY2	L5	ENVOLVENTE	0.491	-351.33
32	STORY2	L8	ENVOLVENTE	0	-312.35
33	STORY2	L8	ENVOLVENTE	0.491	-312.35
36	STORY2	L11	ENVOLVENTE	0	-359.96
37	STORY2	L11	ENVOLVENTE	0.491	-359.96
40	STORY2	L12	ENVOLVENTE	0	-324.46
41	STORY2	L12	ENVOLVENTE	0.491	-324.46
44	STORY2	L6	ENVOLVENTE	0	-498.09
45	STORY2	L6	ENVOLVENTE	0.491	-498.09
48	STORY2	L7	ENVOLVENTE	0	-455.07
49	STORY2	L7	ENVOLVENTE	0.491	-455.07

Figura 3.3.2.3.h. Esfuerzos aisladores extraídos en hoja de cálculo

Como podemos observar la mayor carga proveniente de la envolvente de las combinaciones de diseño es 498.09 Tnf, aislador ubicado en la columna central entre los ejes 3-C, según especificaciones del fabricante con el diámetro seleccionado tenemos:

Isolator Diameter, D_i (mm)	DESIGN PROPERTIES			Maximum Displacement, D_{max} (mm)	Axial Load Capacity P_{max} (kN)
	Yielded Stiffness, K_d (kN/mm)	Characteristic Strength Q_d (kN)	Compression Stiffness, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.4	0-65	>50	150	450
355	0.2-0.4	0-65	>100	150	700
405	0.3-0.5	0-110	>100	200	900
455	0.3-0.7	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-0.7	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-0.9	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-1.1	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-1.4	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-1.6	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-1.6	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-1.8	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-1.9	0-355	>1,400	560	5,800

Figura 3.3.2.3.i. Propiedades aisladores (catálogo de fabricante)

Axial Load Capacity (Capacidad de carga axial)=4900 KN equivalente a 500 Tnf, comprobando así que nuestros aisladores no van a fallar por capacidad de carga.

✓ TRACCIÓN EN LOS AISLADORES

Otro aspecto importante a controlar es el de la tracción (ver consideraciones generales para el diseño acápite 2.3) el cual nos indica que los aisladores poseen una resistencia a tracción que es del orden del 10 - 15% de la de compresión (capacidad de carga axial) para nuestro caso es:

- Para 10% = 50 tnf
- Para 15% = 75 tnf

Extraemos la tracción en los aisladores ocasionadas por las fuerzas sísmicas y como máximos valores tenemos:

	Story	Line	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	STORY2	L1	DINXX MAX	0.000	61.69	15.52	4.88	0.000	2.397
	STORY2	L1	DINXX MAX	0.491	61.69	15.52	4.88	0.000	0.000
	STORY2	L1	DINXX MIN	0.000	-61.69	-15.52	-4.88	0.000	-2.397
	STORY2	L1	DINXX MIN	0.491	-61.69	-15.52	-4.88	0.000	0.000
	STORY2	L1	DINYX MAX	0.000	59.63	4.62	17.32	0.000	8.506
	STORY2	L1	DINYX MAX	0.491	59.63	4.62	17.32	0.000	0.000
	STORY2	L1	DINYX MIN	0.000	-59.63	-4.62	-17.32	0.000	-8.506
	STORY2	L1	DINYX MIN	0.491	-59.63	-4.62	-17.32	0.000	0.000
	STORY2	L4	DINXX MAX	0.000	71.87	15.51	7.99	0.000	3.923
	STORY2	L4	DINXX MAX	0.491	71.87	15.51	7.99	0.000	0.000
	STORY2	L4	DINXX MIN	0.000	-71.87	-15.51	-7.99	0.000	-3.923
	STORY2	L4	DINXX MIN	0.491	-71.87	-15.51	-7.99	0.000	0.000
	STORY2	L4	DINYX MAX	0.000	48.10	4.61	18.26	0.000	8.964
	STORY2	L4	DINYX MAX	0.491	48.10	4.61	18.26	0.000	0.000
	STORY2	L4	DINYX MIN	0.000	-48.10	-4.61	-18.26	0.000	-8.964
	STORY2	L4	DINYX MIN	0.491	-48.10	-4.61	-18.26	0.000	0.000

Figura 3.3.2.3.j. Tracción en aisladores ETABS

1	A	B	C	D	E
	Story	Line	Load	Loc	P
4	STORY2	L1	DINXX MIN	0	-59.41
5	STORY2	L1	DINXX MIN	0.491	-59.41
12	STORY2	L4	DINXX MIN	0	-65.8
13	STORY2	L4	DINXX MIN	0.491	-65.8
20	STORY2	L13	DINXX MIN	0	-70.37
21	STORY2	L13	DINXX MIN	0.491	-70.37
28	STORY2	L10	DINXX MIN	0	-72.84
29	STORY2	L10	DINXX MIN	0.491	-72.84
32	STORY2	L10	DINYX MIN	0	-56.68
33	STORY2	L10	DINYX MIN	0.491	-56.68
52	STORY2	L5	DINXX MIN	0	-61.36
53	STORY2	L5	DINXX MIN	0.491	-61.36
60	STORY2	L8	DINXX MIN	0	-61.91
61	STORY2	L8	DINXX MIN	0.491	-61.91

Figura 3.3.2.3.k. Tracción en aisladores extraídos en hoja de calculo

Encontrándonos entre los límites permisibles.

✓ **AMORTIGUAMIENTO**

El amortiguamiento del sistema es 14%, valor compatible con el tipo de aislador elegido (elastomérico con núcleo de plomo), además de ser prácticamente igual al amortiguamiento tomado en el diseño de los aisladores (análisis estático)

✓ **JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA**

Al igual que en el modelo convencional

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- 3 cm.
- $s = 3 + 0.004 (h - 500) \text{ cm}$

Donde “h” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, en nuestro caso es, $h = 2636 \text{ cm}$

Al no conocer el desplazamiento de los bloques adyacentes, se calculará la distancia “s” según los otros dos criterios. Se hará el cálculo de “s” en la dirección X, pues es la que presenta un mayor desplazamiento. Aplicando el tercer criterio, se obtiene un valor de “s” igual a 11.5 cm, esta vez, este valor calculado este valor es menor que 3 cm nos quedamos con un valor de $s=11.5\text{cm}$

El edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes una distancia no menor a los $2/3$ del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación y, a su vez, no será menor que “s/2”. El desplazamiento máximo del 7mo nivel, es 24.5 cm, siendo los $2/3$ de este valor igual a 16.3 cm. El valor de “s/2” es 5.75cm, por lo tanto, se determina que la distancia que se retirará la edificación del límite de propiedad es de 17 cm, sin embargo optamos por colocarle 20 cm de separación por encontrarse adyacente a una edificación de características similares.

CAPITULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS PROPUESTOS

COMENTARIOS GENERALES

Para el diseño estructural de los modelos propuestos, inicialmente se pensó hacerlos por separado, es decir primero diseñar todos los elementos (vigas, columnas, losas, cimentación, etc.) de la estructura convencional y posteriormente realizar el diseño de la estructura aislada, pero se vió por conveniente realizar en paralelo el diseño de ambos modelos esto por dos motivos principales:

- La teoría expuesta acerca de cómo se diseñan los elementos estructurales es general, es decir, Nos basamos en las consideraciones, fórmulas, tablas, etc. Del reglamento nacional de edificaciones para ambos modelos. Desde luego esto para elementos convencionales llámense a estos losas, vigas, columnas, placas, cimentación. Para el tema de aisladores como se mencionó anteriormente en vista que el R.N.E no contempla el diseño de los mismos, su diseño estará realizado como un ítem independiente.
- Apreciar mejor una comparación en el diseño, ya que presentamos el diseño de un elemento en particular del modelo convencional e inmediatamente después presentamos el mismo elemento pero esta vez del modelo aislado.

4.1. ELEMENTOS PARA TRANSMISIÓN DE CARGAS VERTICALES

4.1.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas en general son elementos que permiten que una edificación tenga techos y pisos. Sus funciones estructurales son básicamente dos: la primera es la de transmitir hacia las vigas las cargas propias de la losa, el piso terminado, sobrecargas y tabiques u otros elementos apoyados, y la segunda es la de unir la estructura de tal manera que se tenga un comportamiento uniforme (diafragma rígido) en cada piso ante la acción de un sismo, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel.

El diseño de las losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Por tanto las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación: $U = 1.4CM + 1.7CV$.

La sección considerada para estos elementos es el de una sección T, donde el ancho inferior es de 10cm, el ancho superior es de 40cm, la altura total es de 20cm y la altura del ala de 5cm. Pero dado que la zona de compresiones en un aligerado común es menor que el espesor del ala de la viga se puede considerar en el diseño que estas se comportan como vigas rectangulares.

Diseño por flexión

La cantidad de acero (A_s) necesaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión

$$A_s = \rho * b * d; \text{ donde:}$$

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último.

d = peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3\text{cm}$)

b = ancho de la vigueta $b = 40\text{cm}$

Zonas de momento negativo – ala de la T en tracción

En estas zonas, el ala está a tracción, por lo tanto estas secciones se analizan y se diseñan como rectangulares con $b = b_w$. La figura

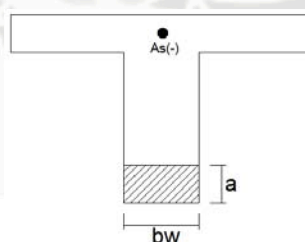


Figura 4.1.1.a. Ala de la T en tracción

Zonas de momento positivo – ala de la T en compresión

Existen dos posibilidades

Caso 1: $a \leq h_f$, la viga se analiza y diseña como una viga rectangular con $b = b_f$

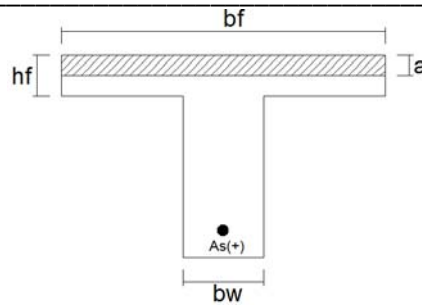


Figura 4.1.1.b. Ala de la T en compresión $a \leq hf$

Caso 2: $a \geq hf$, la por simplicidad la resistencia de la sección se obtiene por superposición, es decir como la suma de la resistencia del ala y del alma

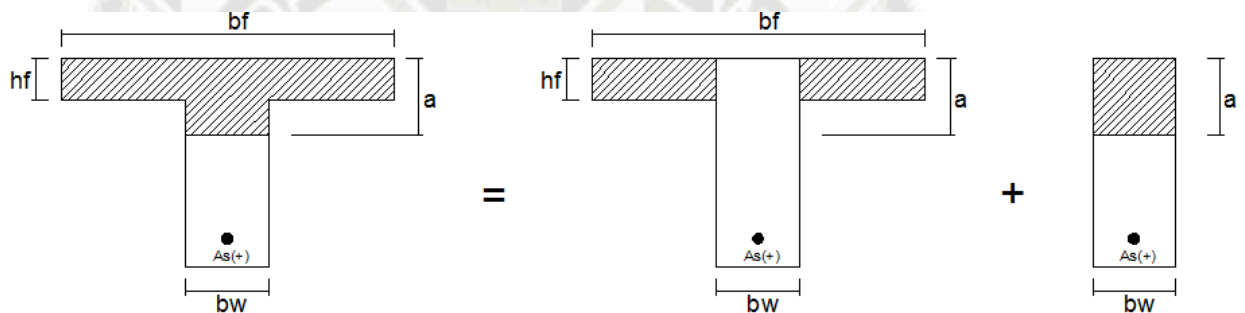


Figura 4.1.1.c. Ala de la T en compresión $a \geq hf$

Donde:
$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot bf}$$

En los apuntes del cuaderno de concreto armado I también nos indica que se puede seleccionar el caso I o caso II si:

$$Mu < Mu_{lim} \text{ Caso I}$$

$$Mu > Mu_{lim} \text{ Caso II}$$

Donde:
$$Mu_{lim} = \phi 0.85 \cdot f'_c \cdot bf \cdot hf \left(d - \frac{hf}{2} \right), \phi = 0.9$$

Si se tratase de una viga rectangular, la cuantía de acero se desprende de tablas de diseño, presentadas en diversos libros de concreto armado, para diferentes resistencias de concreto, lo que permite rapidez en el diseño.

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \rightarrow \rho ; \text{ donde:}$$

Mu = Momento amplificado obtenido del DMF.

Acero mínimo, balanceado y máximo en aligerados

La norma E-060 exige que todo elemento sujeto a flexión tenga como mínimo una cantidad de acero que garantice una mejor transición entre el estado no agrietado y el agrietado de la sección, ya que provee de cierta ductilidad y ayuda a controlar el ancho de las grietas que se producen por la retracción del concreto. El refuerzo mínimo asegura que el momento resistente ≥ 1.5 momento de fisuración

El acero balanceado es la cantidad de acero que se requiere para que la falla sea balanceada, es decir que el concreto y el acero fallan a la vez.

Mientras que el refuerzo máximo limita la cantidad de acero a un 75% del acero balanceado, de esta manera se asegura de que en la sección no falle el concreto, produciéndose una falla frágil.

A continuación se muestra las propiedades de una vigueta típica. Se indican los aceros máximos y mínimos.

Peralte (h) m	Ig cm4	As(+) mín. cm2	As(-) mín. cm2	As(+) máx. cm2	As(') máx. cm2
0.17	7275	0.53	1.17	7.01	2.23
0.2	11800	0.61	1.29	7.5	2.71
0.25	22700	0.74	1.47	8.29	3.5
0.2	38430	0.86	1.63	9.08	4.31

Control de Fisuración

Como parte del diseño se debe considerar el control del ancho de fisuras con el fin de evitar la corrosión de las armaduras y evitar el impacto visual y la preocupación por parte del público usuario.

Para el control de fisuración se calcula el parámetro $Z = f_s \cdot \sqrt[3]{(d_c \cdot A')}$

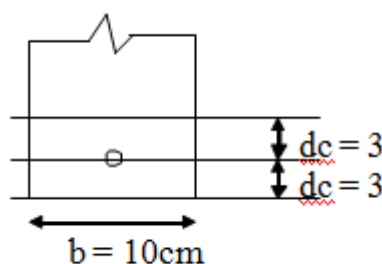


Figura 4.1.1.d. Control de figuración en vigas T

$Z < 31000 \text{ kg/cm}$ en condiciones de exposición interior

$Z < 26000 \text{ kg/cm}$ en condiciones de exposición exterior

Donde: $f_s = 0.6f_y$; $A' = 2 \cdot b \cdot d_c$

Diseño por corte

Ya que no es usual colocar acero de refuerzo por corte en las losas aligeradas, se verifica que la sección de concreto logre resistir toda la fuerza cortante última en la sección crítica. El valor de V_u es el que se obtiene del diagrama de fuerza cortante a “d” de la cara.

$$V_u \leq \phi V_c, \text{ donde } V_c = 1.1(0.53 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}) \quad \phi = 0.85$$

Cuando la fuerza cortante actuante (V_u) sea mayor que la del concreto (V_c), será necesario la utilización de ensanches en las viguetas; estos ensanches se logran retirando alternadamente ladrillos del aligerado en la zona más esforzada, de manera que se aumenta el área de concreto, aumentando la resistencia a la fuerza cortante.

Refuerzo por contracción y temperatura

Será necesario colocar acero mínimo en la dirección perpendicular al sentido de las viguetas, para controlar la contracción del concreto debido al proceso de fraguado. La norma E-060 indica en el punto 7.10.2 que se colocará una cuantía de 0.0018. Este refuerzo se colocara en la losa superior de 5cm de espesor (t).

Corte o Doblado del Refuerzo Longitudinal

Para obtener un diseño económico, se debe cortar las varillas de acero en las zonas donde ya no sea necesario. La condición que se debe cumplir para obtener una longitud de corte óptima es poder asegurar que las varillas puedan transmitir por adherencia los esfuerzos al concreto.

4.1.1.1. EJEMPLO DISEÑO DE UN ALIGERADO EDIFICIO CONVENCIONAL

Como ejemplo se diseñará losa que está comprendida entre los **ejes C-C' y 2-5 del primer piso**, se ha elegido este tramo porque además de ser típico, es el más crítico hablando en términos de carga, ya que por esta zona cruzan muros de tabiquería

Diseño por flexión

Las cargas actuantes son:

Peso propio: $W \text{ (Ton. / m}^2\text{.)} \times B \text{ (m.)} \times \text{factor de amplificación de carga muerta} = 0.35 \times 0.4 \times 1.4 = 0.20 \text{ Ton./ m.}$

Piso terminado: $W \text{ (Ton. / m}^2\text{.)} \times B \text{ (m.)} \times \text{factor de amplificación de carga muerta} = 0.1 \times 0.4 \times 1.4 = 0.056 \text{ Ton./ m.}$

Tabique de albañilería perpendicular a la vigueta considerado como carga concentrada (sólo en el primer tramo): $W \text{ (Ton. / m}^2\text{.)} \times B \text{ (m.)} \times H \text{ (m.)} = 0.27 \times 0.6 \times 3.71 = 0.60 \text{ Ton}$

Carga viva: Considerando que la sobrecarga actuante es la correspondiente a oficinas

$(250 \text{ Kg. / m}^2\text{.): } W \text{ (Ton. / m}^2\text{.)} \times B \text{ (m.)} \times \text{factor de amplificación de carga viva} = 0.25 \times 0.4 \times 1.7 = 0.17 \text{ Ton./m.}$

Para el diseño se consideró alternancia de la carga viva

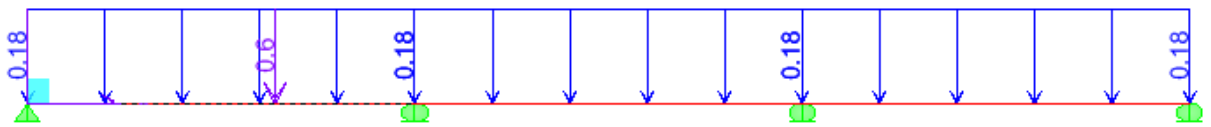


Figura 4.1.1.1.a. Distribución Carga muerta

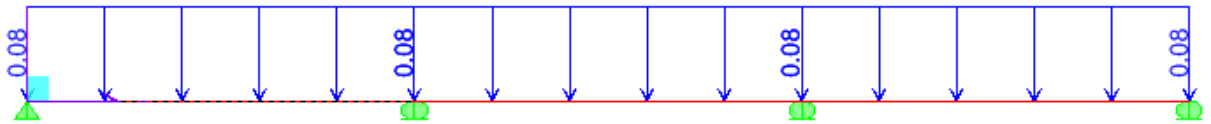


Figura 4.1.1.1.b. Distribución Carga viva -1

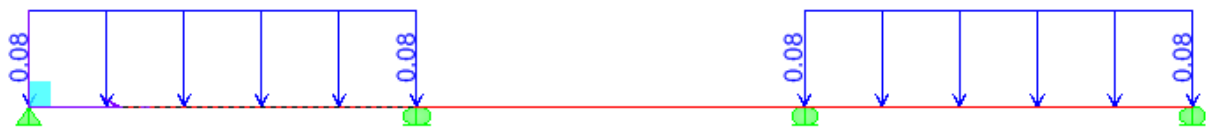


Figura 4.1.1.1.c. Distribución Carga viva -2

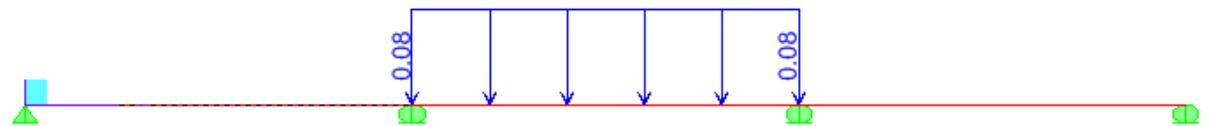


Figura 4.1.1.1.d. Distribución Carga viva -3

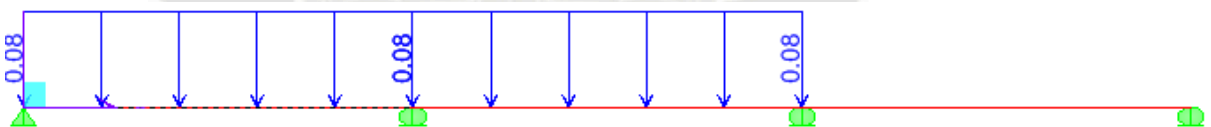


Figura 4.1.1.1.e. Distribución Carga viva -4

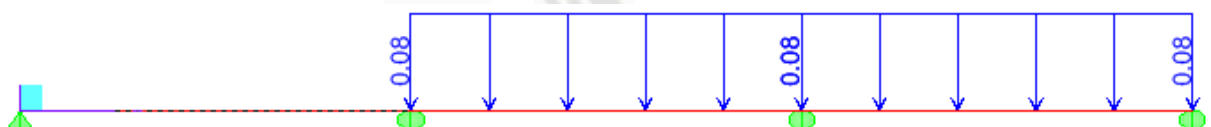


Figura 4.1.1.1.f. Distribución Carga viva -5

La envolvente corresponde a las cargas amplificadas por los coeficientes de 1.4 para cargas muertas y 1.7 para cargas vivas, obteniéndose la siguiente envolvente de momentos últimos.

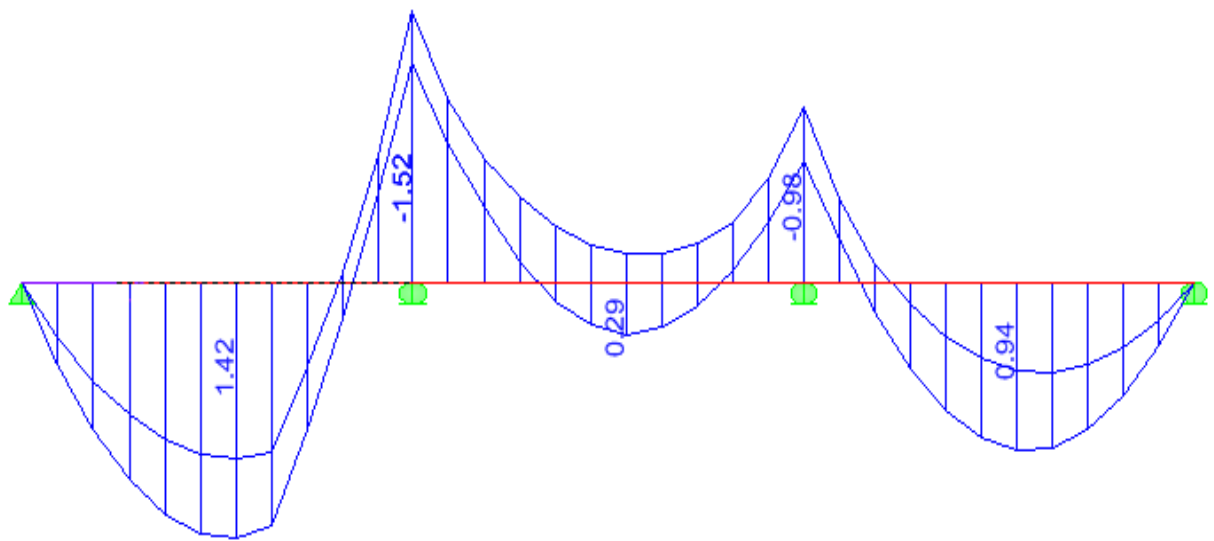


Figura 4.1.1.1.g. Envolvente de Momentos últimos M_u

Para el momento negativo se verificara si la vigueta trabaja como una viga T, para ello se utilizara el la comparación del M_u entregado de la envolvente con el M_{ulim} expuesto anteriormente.

$$M_u (+) = 1.42 \text{ tnf} \times \text{m} \text{ (tramo 1)}$$

$$M_u (+) = 0.29 \text{ tnf} \times \text{m} \text{ (tramo 2)}$$

$$M_u (+) = 0.94 \text{ tnf} \times \text{m} \text{ (tramo 3)}$$

$$M_{u \text{ lim.}} = \phi 0.85 \cdot f'c \cdot bf \cdot hf \left(d - \frac{hf}{2} \right)$$

$$M_{u \text{ lím.}} = 0.90 \times 0.85 \times 210 \times 40 \times 5 \times (22 - (5/2))$$

$$M_{u \text{ lím.}} = 6.27 \text{ tnf} \times \text{m}$$

Comprobando así $M_{ulím.} > M_u$ en todos los tramos lo que nos lleva a diseñar la vigueta como viga rectangular.

Conocidos los momentos últimos. Se procedió a calcular el área de acero requerida en cada tramo del aligerado

<i>Momentos de la envolvente</i>			<i>ku</i>	<i>Pho</i>	<i>Calculo acero</i>		<i>Por varillas</i>
Mu(+)	1.42	tnf x m ---->	7.33	0.199%	1.751	cm2 ---->	1 ϕ 5/8"
Mu(-)	1.52	tnf x m ---->	31.40	1.934%	2.055	cm2 ---->	1 ϕ 3/8"+1 ϕ 1/2"
Mu(+)	0.29	tnf x m ---->	1.50	0.040%	0.352	cm2 ---->	1 ϕ 1/2"
Mu(-)	0.98	tnf x m ---->	20.25	0.575%	1.265	cm2 ---->	1 ϕ 3/8"+1 ϕ 1/2"
Mu(+)	0.94	tnf x m ---->	4.91	0.132%	1.162	cm2 ---->	1 ϕ 1/2"

Por facilidad constructiva se colocó para el acero positivo varilla de 1 ϕ 1/2" para los tramos 1 y 2 y para el acero negativo 1 ϕ 3/8" corrido en todos los tramos + 1 ϕ 1/2" como bastones en las zonas donde requiera esa cantidad de acero (ver detalle de corte de bastones)

En los apoyos extremos también se colocaron bastones tomando como base la fórmula $1/24 (w l_n^2)$:

W_u : 0.69 tnf/m

L_n : 4.75 m

M : 0.65 tnf x m \rightarrow 0.90 cm² \rightarrow 1 ϕ 1/2"

Acero mínimo

Del cuadro expuesto para acero mínimo en losas extraemos los valores

$A_s(+)$ mín. = 0.74 cm²

$A_s(-)$ mín. = 1.47 cm²

Control de fisuración

$$Z = 0.6 * 4200 * \sqrt[3]{3 * 2 * 10 * 3} = 14228 \text{ kg/cm} < 26000 \text{ o.k.}$$

Diseño por corte

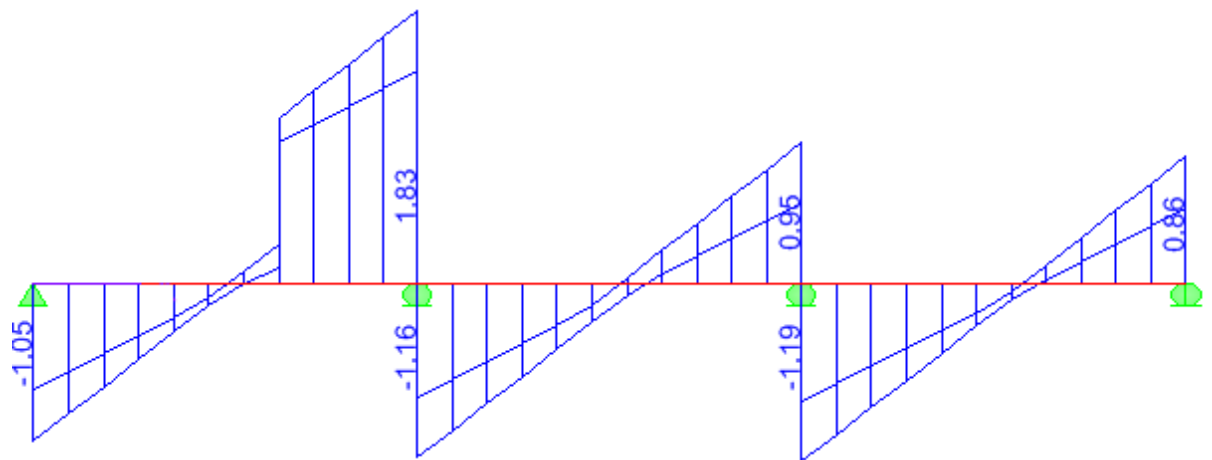


Figura 4.1.1.1.h. Envolvente de Cortantes últimos V_u

Del DFC se obtuvo que el cortante último a d de la cara fue: $V_u = 1.75 \text{ tnf}$

La resistencia del concreto fue:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1.86 \text{ Tnf.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.86 = 1.58 \text{ tnf.}$$

$V_u \leq \phi V_c$ No se cumple.

Como no se cumplió que $V_u \leq \phi V_c$, se recurrió al ensanche alternado.

Para determinar la longitud del ensanche, se vio en el DFC a qué distancia de la cara se producía un cortante igual al $V_c = 1.58 \text{ Ton.}$, el cual viene a ser el nuevo V_u . Esta distancia fue de 0.45 m.

Nuevamente se verificó que el nuevo ϕV_c fuera mayor al V_u :

Como en la zona del ensanche la vigueta se comporta como una losa, la fórmula para el cálculo de la resistencia del concreto ya no incluye el factor de 1.1. La fórmula es:

$$V_c = 0.53 \times f'c \times b_w \times d = 0.53 \times 210 \times 25 \times 22 = 4.23 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 4.23 = 3.6 \text{ Ton.}$$

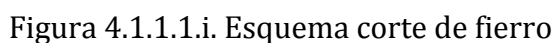
Con lo que se cumple que $V_u \leq \phi V_c$.

- Aumentar la resistencia del concreto.
- Aumentar el ancho bw de las viguetas.
- Aumentar el peralte h del aligerado.

$$A_s = 0.0018 \text{ b t} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$
$$s = \frac{0.32 \text{ cm}^2}{0.90 \text{ cm}^2} \cdot 100$$
$$s = 35.56 \text{ cm}$$
$$S_{\max} = 5 \text{ veces el espesor de losa} = 5x_t = 5 \times 5\text{cm} = 25\text{cm}$$

Por lo tanto, el acero de refuerzo por contracción y temperatura colocado es el siguiente:

Corte o doblado del refuerzo longitudinal



Tomando en consideración el esquema se buscó tener una misma longitud de corte, esto por facilidad constructiva y fue de 1.5m medida desde la cara de la viga.

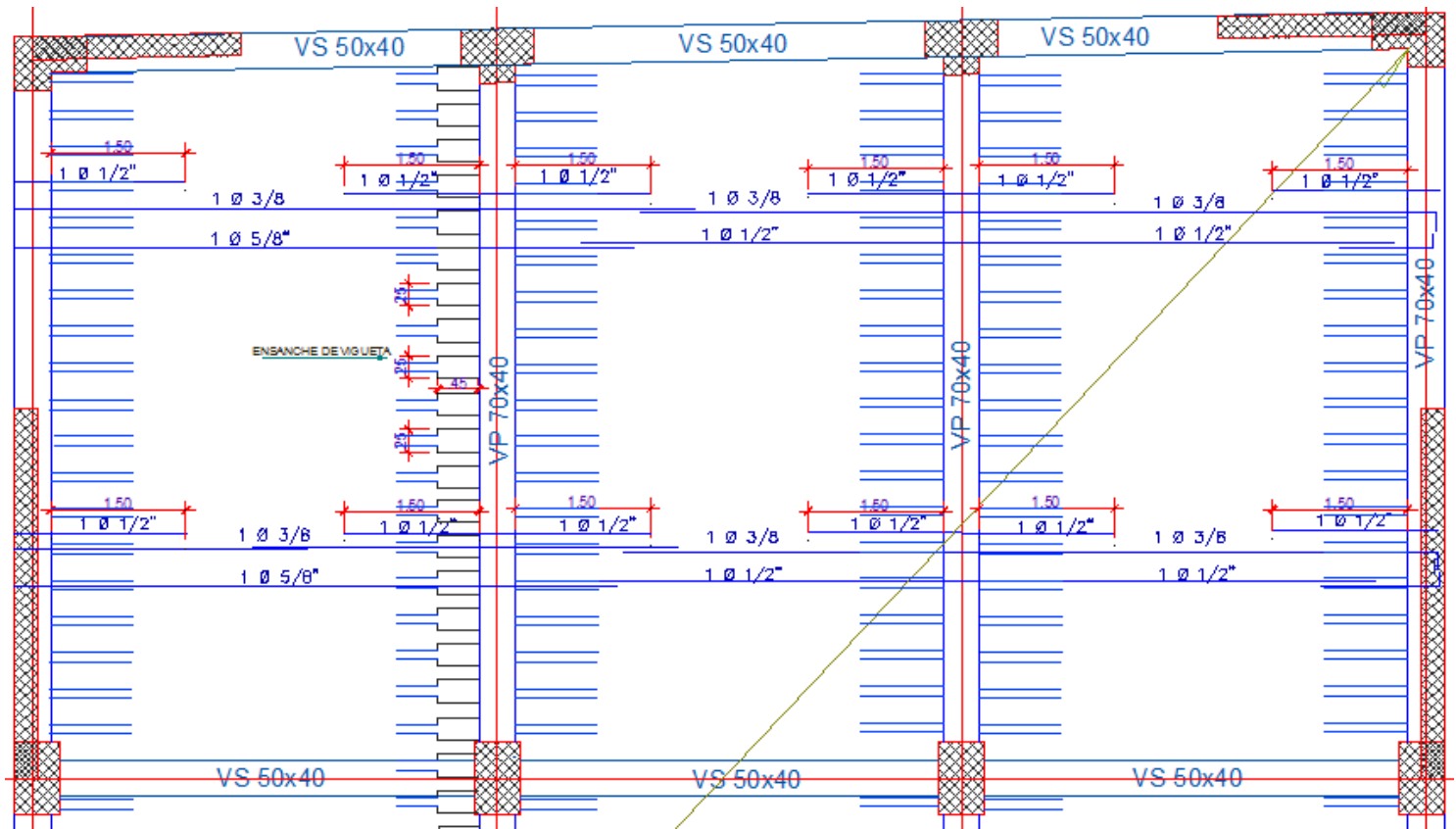


Figura 4.1.1.1.j. Diseño final losa aligerada

4.1.1.2. EJEMPLO DISEÑO DE UN ALIGERADO EDIFICIO AISLADO

Comentarios generales

El análisis y diseño de la losa Aligerada para ambos modelos es la misma, ya que cargan los mismos elementos, por tanto estas cargas producen los mismos momentos, es el mismo análisis y diseño.

4.1.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Cuando la dirección del armado de las losas es de un solo sentido, el análisis de las losas macizas es similar al caso del diseño de losas aligeradas, pero se lleva acabo considerando franjas de 1.00m de ancho. Por otro lado cuando la losa será armada en dos sentidos, existen diversos métodos para el cálculo de momentos; en este caso el análisis se realizó por medio de las tablas de coeficientes presentes en la

norma E-060 del RNE. El cálculo de las fuerzas cortantes se realizó por medio del método del sobre.

De igual manera, el diseño por flexión y corte de las losas macizas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad, las cuales se amplificarán de acuerdo a la combinación: $U = 1.4 CM + 1.7 CV$.

Diseño por flexión

La cantidad de acero (A_s) necesaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \text{donde:}$$

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último.

d = es el peralte efectivo ($d=t-3\text{cm}$), t es el espesor de la losa

b = se considera como un ancho constante de 100cm

Acero Mínimo en losas macizas

De forma similar a lo visto en el capítulo anterior, se debe calcular el acero mínimo de la losa. Para ello se usa la siguiente expresión: $A_{s \min} = 0.0018 b t$.

Diseño por Corte

Al igual que en los aligerados, en este caso tampoco es posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte última, por lo tanto será la sección de concreto la que la resista.

$$V_u \leq \phi V_c, \quad \text{donde:} \quad V_c = 0.53 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{y} \quad \phi = 0.85$$

Si la fuerza cortante es mayor que la proporcionada por el concreto se aumentará el peralte de losa o la resistencia del mismo.

Corte o Doblado del Refuerzo:

Generalmente va acero corrido ya que la distancia entre los bastones no es muy grande en ambas direcciones.

4.1.2.1. EJEMPLO DISEÑO DE UNA LOSA MACIZA EDIFICIO CONVENCIONAL

Diseño por flexión

Método de coeficientes

A corta	4.75	m
B larga	7.8	m
relación A/B	0.61	
Ca (+)	0.081	
Cb (+)	0.01	
Ca (-)	0.034	
Cb (-)	0.004	
Wu	1.18	ton/m ²

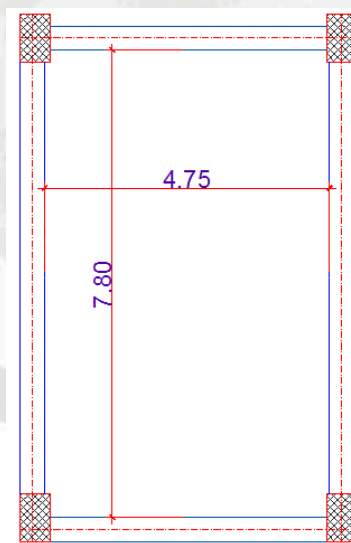


Figura 4.1.2.1.a. Dimensiones paños de losa típica

			ku	pho	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)
Mu a (+)	2.157	Ton x m	4.46	0.12%	100.00	22.00	2.640 cm ²
Mu a (-)	0.905	Ton x m	1.87	0.10%	100.00	22.00	2.200 cm ²
Mu b (+)	0.718	Ton x m	1.48	0.10%	100.00	22.00	2.200 cm ²
Mu b (-)	0.287	Ton x m	0.59	0.10%	100.00	22.00	2.200 cm ²

Acero mínimo

$$A_{s \min} = 0.0018 b t \rightarrow 0.0018 * 100 * 21 \rightarrow 3.66 \text{ cm}^2$$

Como el A_s necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último en ambas direcciones entonces **1 ϕ 3/8" @ 0.20 m**

Diseño por corte

Hacemos el cálculo del V_u con la siguiente fórmula

$$V_u = w \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1 - 0.5 \frac{A}{B} \right)$$

$$V_u = 1.8 \text{ tnf.}$$

Ahora realizamos el cálculo del cortante aportado por el concreto y comparamos

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * 475 * 21 * (210^{(1/2)}) = 65.12 \text{ tnf} > V_u \text{ OK}$$

Corte y doblado del refuerzo

Acero corrido porque la distancia entre bastones es corta

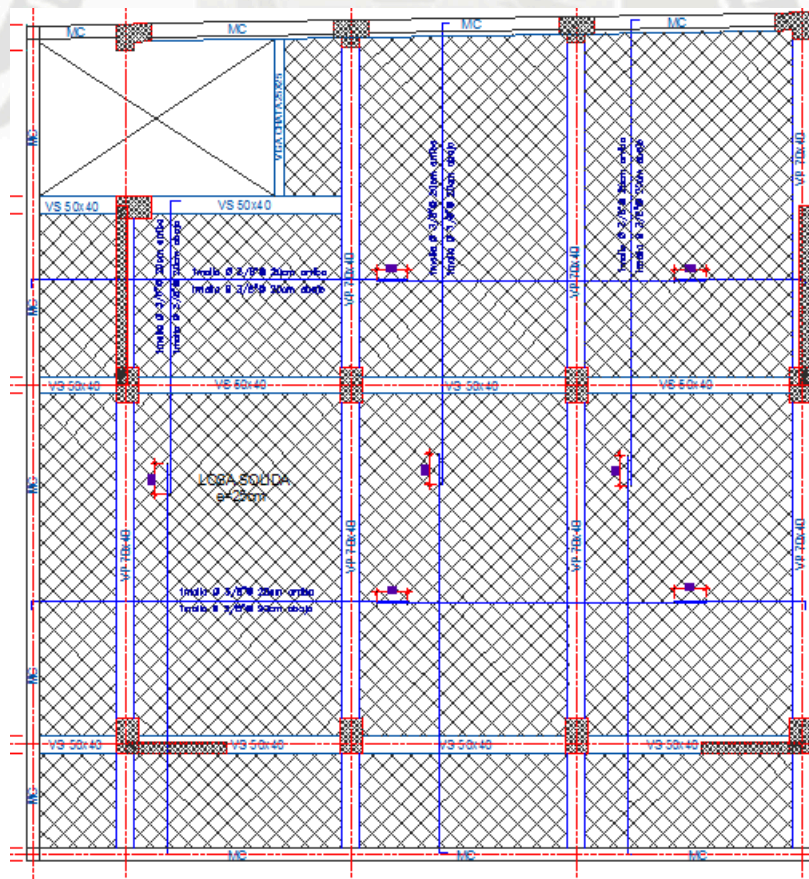


Figura 4.1.2.1.b. Diseño final losa maciza

4.1.2.2. EJEMPLO DISEÑO DE UNA LOSA MACIZA EDIFICIO AISLADO

Comentarios generales

El análisis y diseño de la losa maciza al igual que la losa aligerada para ambos modelos (edificio convencional y edificio aislado) es el mismo, debido a que cargan los mismos elementos.

La única variación que presenta es a nivel del sistema aislado, este detalle está expuesto en los planos de losas.

A continuación se presenta el esquema del diseño de losa maciza para el modelo aislado (Ver detalle en planos)

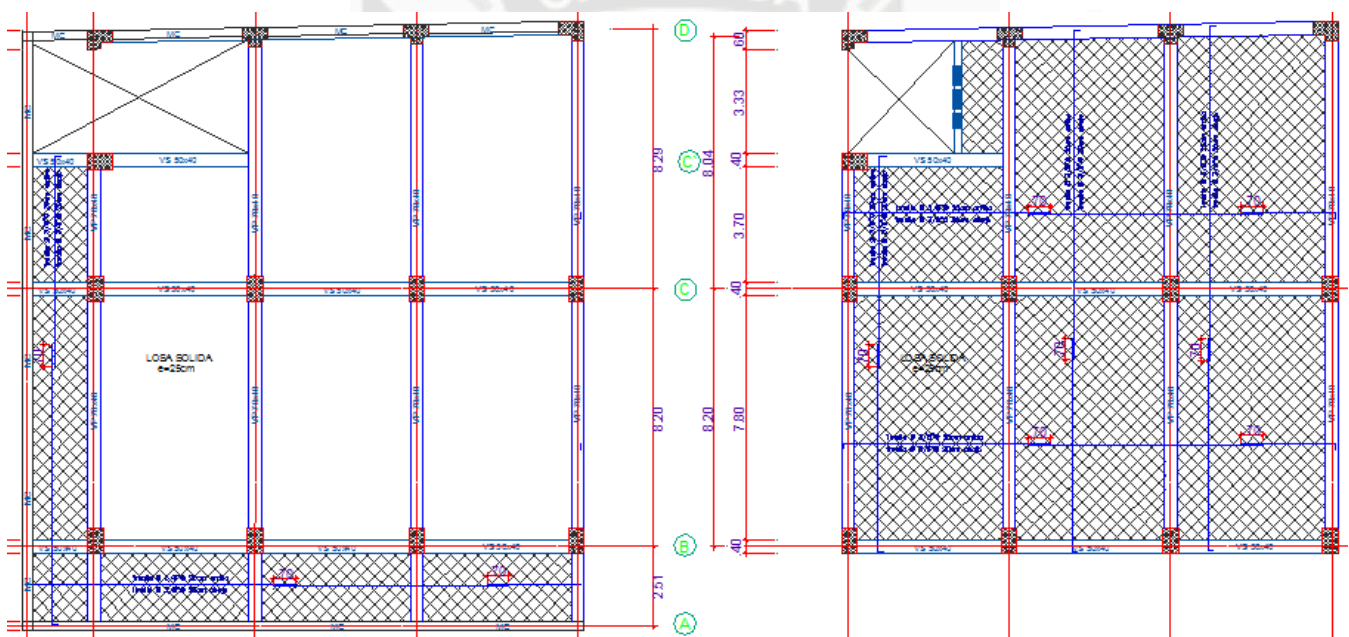


Figura 4.1.2.1.c. Interfase de aislación (ente ambas losas van los aisladores)

4.1.3. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales diseñados para resistir esfuerzos de flexión, corte y en algunas ocasiones si se presentase como un esfuerzo importante el diseño incluiría la torsión, su función principal en una edificación es la de transmitir cargas de peso propio, losas, tabiques, parapetos, etc. que se apoyen en las mismas; hacia placas y/o columnas.

Además en una eventualidad sísmica cumplen la función de absorber los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en el que se encuentran.

Diseño por flexión

La cantidad de acero (A_s) necesaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \text{donde:}$$

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último.

d = ($d = h - 6 \text{ cm}$) para vigas peraltadas; ($d = h - 3 \text{ cm}$) para vigas chatas.

b = ancho de la viga definido en el pre dimensionamiento.

La cuantía de acero se desprende de tablas de diseño, presentadas en diversos libros de concreto armado, para diferentes resistencias de concreto, lo que

permite rapidez en el diseño $K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \rightarrow \rho$ Donde:

M_u = Momento amplificado obtenido del DMF.

Acero mínimo en vigas

Se debe asegurar que la sección tenga como mínimo una cantidad de acero que garantice que el momento resistente sea mayor que el momento de agrietamiento.

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

Diseño por Cortante

El diseño por corte supone que la resistencia del elemento viene dada por la suma del aporte del concreto (V_c) más el aporte del refuerzo en el alma de la sección (V_s). Esto se expresa de la siguiente manera:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) ; \text{ Donde:}$$

$\phi = 0.85$ = Factor de seguridad al cortante. V_c = Resistencia del concreto.

V_s = Resistencia de los estribos de acero.

La fuerza cortante última V_u se obtiene del diagrama de fuerza cortante y normalmente el V_u de diseño está ubicado a d de la cara.

El aporte a la resistencia al cortante del concreto (V_c), a menos que se haga un

cálculo más minucioso es $\rightarrow V_c = 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$

De darse el caso que $V_u \leq \phi V_c$, es posible usar estribos mínimos con un espaciamiento máximo de

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

Si $V_u \geq \phi V_c$, será necesario colocar refuerzo por corte. Para ello, se seleccionara el diámetro del estribo a utilizarse (A_v), y conociéndose el valor de V_s , se calculará el espaciamiento de los estribos con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}, \text{ donde:}$$

S = espaciamiento de los estribos. A_v = Área de ambas ramas del estribo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero. d = Peralte efectivo.

La norma peruana establece un límite para la resistencia proporcionada por los estribos la cual no debe exceder de:

$$V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

Además, si $V_s < V_{s\lim}$, entonces: $S_{\max} = d/2$ ó 0.60m

Y, si $V_s > V_{s\lim}$, entonces: $S_{\max} = d/2$ ó 0.30m

Donde $V_{s\lim} \leq 1.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$ y S_{\max} es el espaciamiento máximo.

Diseño por Cortante para vigas sismoresistentes

Las vigas que soportan cargas de sismo deberán ser capaces de tener una mayor resistencia al corte que a la flexión, esto con el fin de evitar fallas frágiles. Para esto se calcula la cortante última sumando las fuerzas cortantes que se obtienen con las resistencias nominales de flexión (M_a , M_b) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática que se obtiene por las cargas actuantes sobre la viga.

$$V_u = V_{\text{isostático}} + \frac{M_a + M_b}{L_n}, \text{ donde:}$$

M_a y M_b son los momentos nominales reales que tiene la viga en los extremos de la luz libre.

$V_{\text{isostático}}$, resulta de la combinación de carga $1.25(CM+CV)$

Requisitos para el espaciamiento de estribos en vigas sísmicas

- Deberá colocarse estribos en ambos extremos de la viga a una distancia igual a $2d$, a esta zona se le llama zona de confinamiento, y esta medida a partir de la cara de los apoyos.
- En la zona de confinamiento los estribos se colocarán con un espaciamiento (s) que será el menor de los siguientes valores: $0.25d$, 8ϕ menor ó 30 cm.
- El primer estribo se ubicará a $s/2$ ó 5 cm, el que sea menor.
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no será mayor a $0.5d$.

Anclajes y Empalme del refuerzo longitudinal:

Longitud de anclaje:

Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén adheridos entre sí. La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras, y será necesaria una cierta longitud para poder desarrollarla, a dicha longitud se le llama longitud de anclaje (L_{dg}).

Ganchos estándar:

Por otro lado, todas las barras que anclen en sus extremos con placas o columnas terminarán en un gancho estándar siempre y cuando la longitud de desarrollo en tracción (L_{dg}) medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblé, sea mayor que $318db / \sqrt{f_c}$, $8db$ ó 15cm

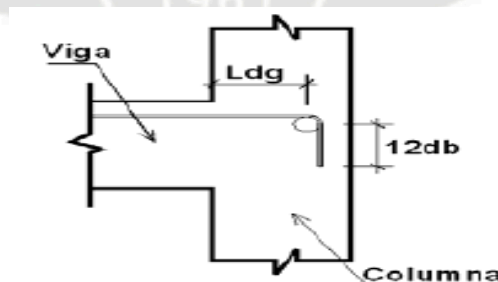


Figura 4.1.3.a. Detalle Ganchos estándar

Empalme por Traslape del Refuerzo

Los empalmes traslapados se deberán realizar en las zonas de esfuerzos bajos. Estas zonas se encuentran en el tercio central del tramo para el refuerzo superior

y en los tercios laterales para el refuerzo inferior. En los elementos que resisten los esfuerzos del sismo, los traslapes no deberán hacerse dentro de la zona localizada a “d” de la cara del nudo.

El siguiente esquema muestra a las zonas como las más favorables para los empalmes:

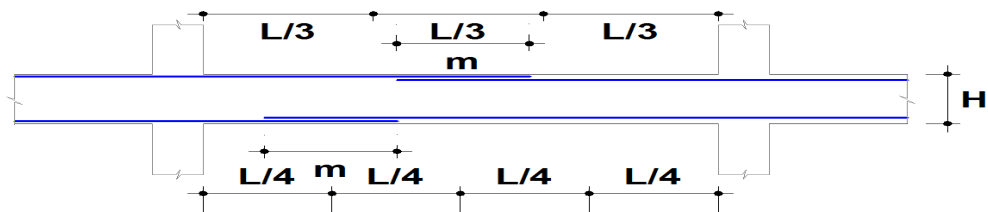


Figura 4.1.3.a. Detalle empalme por traslape del refuerzo

La longitud de los empalmes “m” se determina de acuerdo al tipo de empalme (A, B o C) y al diámetro de la barra de acero

4.1.3.1. EJEMPLO DE UNA VIGA EDIFICIO CONVENCIONAL

Se presenta los DMF de toda la estructura

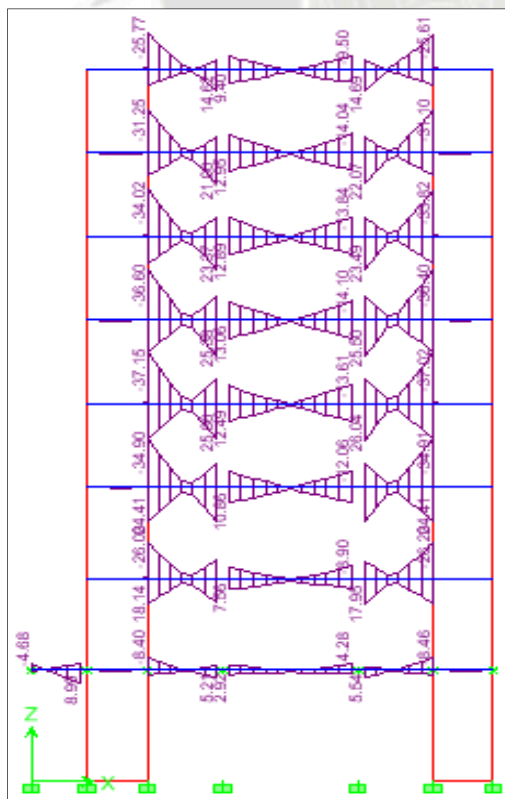


Figura 4.1.3.1.a. DMF eje B-D

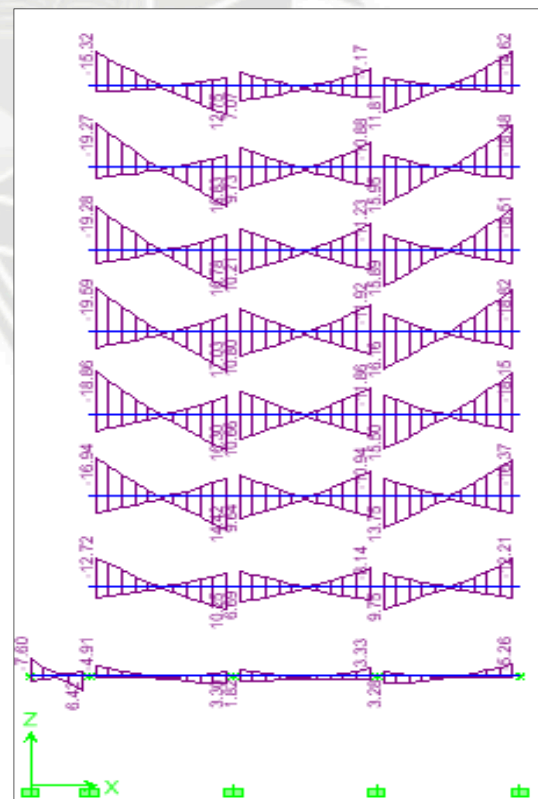


Figura 4.1.3.1.b. DMF eje C

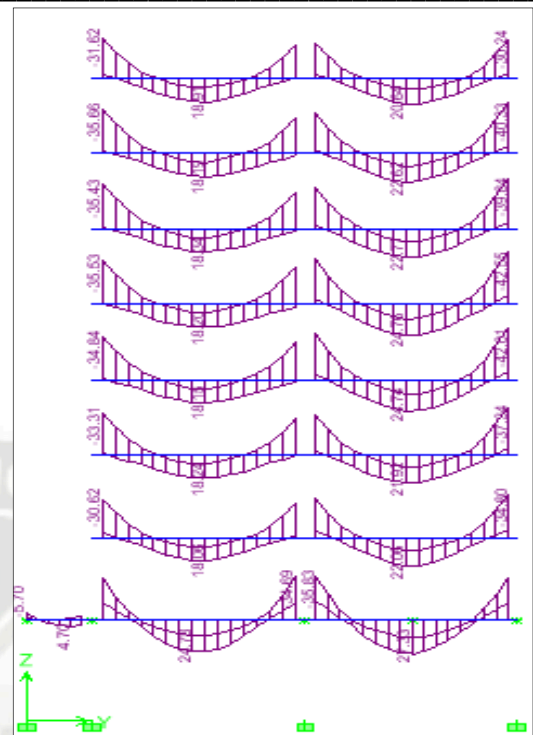


Figura 4.1.3.1.d. DMF eje 3

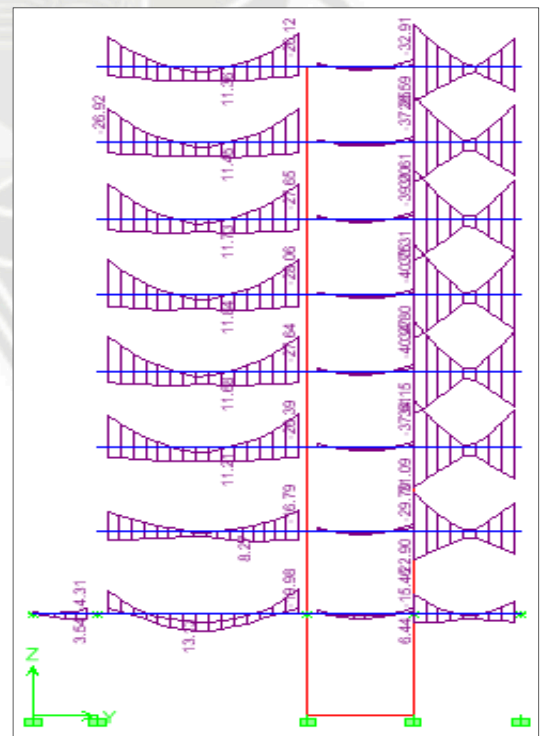


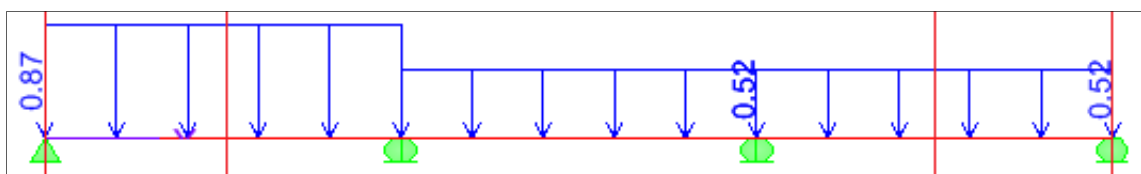
Figura 4.1.3.1.f. DMF eje 5

A continuación se procederá a mostrar el diseño de la viga del eje B segundo nivel, de sección transversal 40 x 50 cm (Se escogió este nivel porque es donde ocurren los esfuerzos mas grandes después del primer nivel, esto es porque el primer nivel se encuentra como techo de sótano).

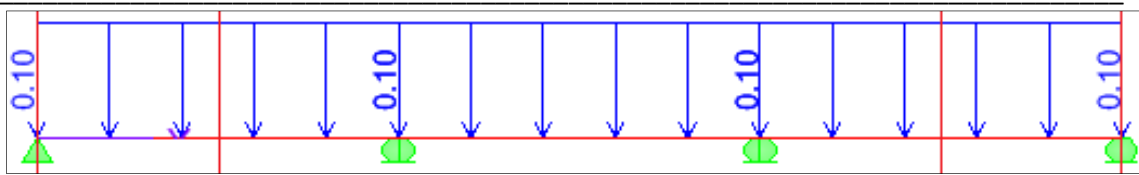
Las cargas actuantes son:

- Peso propio y el piso terminado sobre la viga ($0.4 \times 0.5 \times 2.4 + 0.4 \times 0.1 = 0.52 \text{ T/m}$).
- Los aligerados y el piso terminado sobre ellos, que actúan sobre la viga como cargas uniformemente repartidas (en este sentido la losa no se apoya en la viga).
- Las vigas chatas y los pesos actuantes sobre ellas, como por ejemplo tabiques, se han considerado que llegan a la viga como cargas puntuales.
- Los tabiques paralelos a la viga actúan como cargas uniformemente repartidas. Los pesos de los tabiques (Ton./m.) se calcularon de la siguiente manera: $[(13.5 \text{ Kg./m}^2 \times \text{cm.}) \times e \text{ (cm.)} \times h \text{ (m.)}] / 1000$, donde e es el espesor del muro de ladrillos y h la altura del mismo (En este caso se ubica un muro de albañilería en el primer tramo entre los ejes 2 y 3 de longitud $L=2.4\text{m}$ lo que nos da una carga uniformemente distribuida de 0.35 T/m).
- La carga viva actuó como carga uniformemente repartida. El peso por metro cuadrado de sobrecarga considerado fue el de oficinas: 250 Kg./m^2 . (La misma que al ser repartida en una sección de $b=0.4\text{m}$ nos da una carga uniformemente distribuida de 0.1 T/m)

Se mostrarán las cargas actuantes en la viga analizada, en primer lugar se mostrarán las cargas muertas uniformemente repartidas más las cargas muertas puntuales (en este caso no hay muros perpendiculares), posteriormente las cargas vivas uniformemente repartidas.



Cargas muertas uniformemente distribuidas



Cargas vivas uniformemente distribuidas

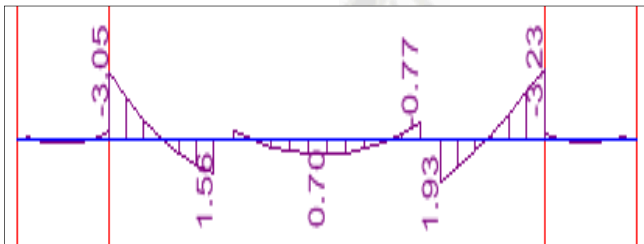


Figura 4.1.3.1.g. CM

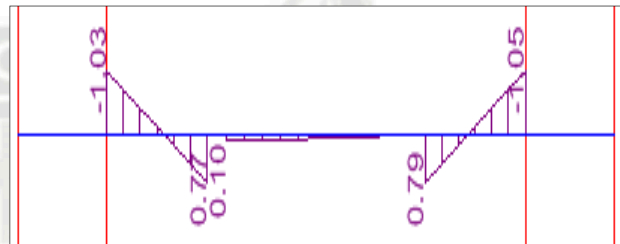


Figura 4.1.3.1.h. CV

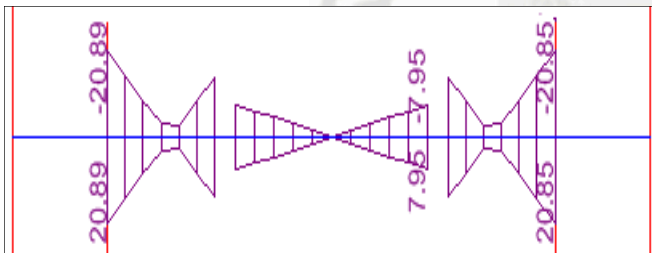


Figura 4.1.3.1.i. CS (en x)

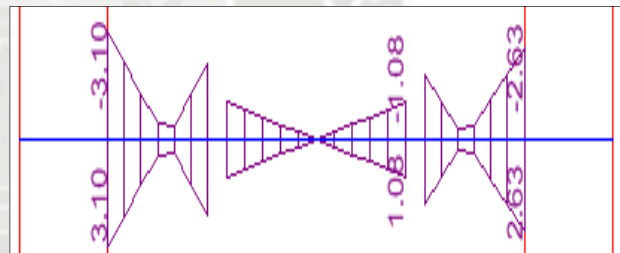


Figura 4.1.3.1.j. CS (en y)

Diagramas de momentos debido a cargas muertas, vivas y sismo (tnf x m)

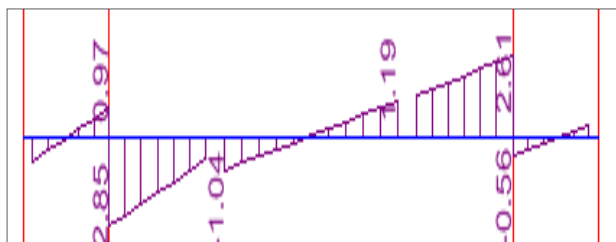


Figura 4.1.3.1.k. CM

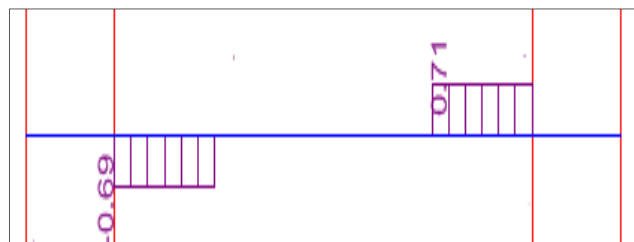


Figura 4.1.3.1.l. CV

Diagrama de fuerzas cortantes debido a cargas muertas y vivas (Tnf)

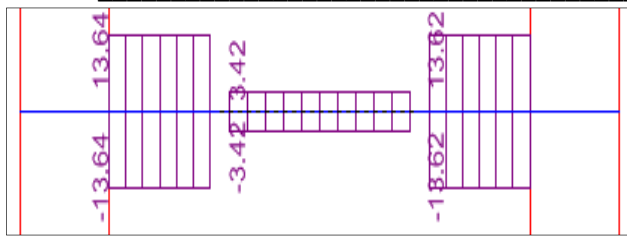


Figura 4.1.3.1.m. CS (en x)

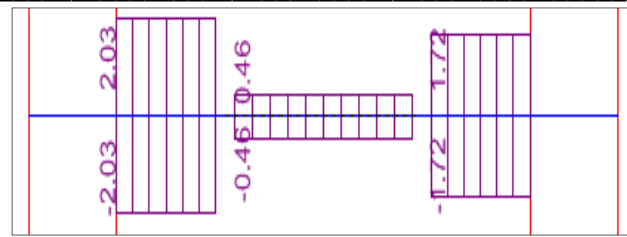


Figura 4.1.3.1.n. CS (en y)

Diagrama de fuerzas cortantes debido a cargas de sismo (Tnf)

Diseño por flexión

Para los DMF presentados anteriormente, aplicamos las combinaciones de carga, mencionadas anteriormente

$$U = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV \quad \text{CM: carga muerta}$$

$$U = 1.25 \times (CM + CV) \pm CS \quad \text{CV : carga viva}$$

$$U = 0.9 \times CM \pm CS \quad \text{CS: carga de sismo}$$

Así tenemos los la envolvente de momentos a las caras de los apoyos:

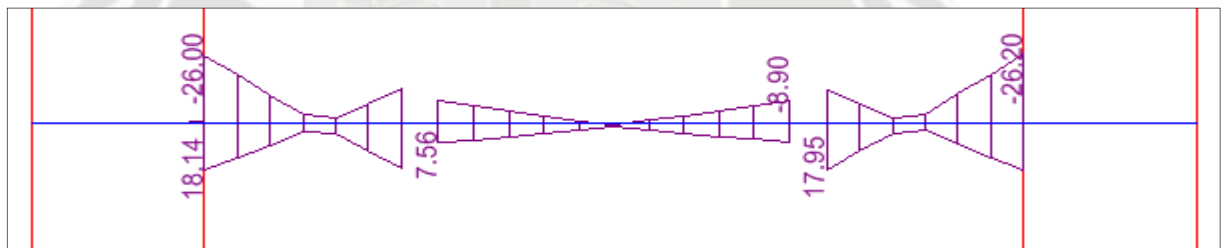


Figura 4.1.3.1.o. Envolvente de momentos viga eje B

			Ku	pho	As (cm2)	As colocado (cm2)	
tramo 1	Mu(-)	26.00	33.57	0.95%	16.72	3 ϕ 5/8"+2 ϕ 1"	16.20
	Mu(+)	18.14	23.42	0.65%	11.43	3 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4"	11.68
tramo 2	Mu(-)	8.90	11.49	0.31%	5.47	3 ϕ 5/8"	6.00
	Mu(+)	7.56	9.76	0.26%	4.63	3 ϕ 5/8"	6.00
tramo 3	Mu(-)	26.20	33.83	0.96%	16.90	3 ϕ 5/8"+2 ϕ 1"	16.20
	Mu(+)	17.95	23.18	0.64%	11.30	3 ϕ 5/8"+2 ϕ 3/4"	11.68

Acero mínimo en vigas

Para $f'_c=280\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$

$$A_{smín} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y} \rightarrow A_{smín} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44}{4200} \rightarrow A_{smín} = 4.91\text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_{smín} = (3 \phi 3/8") = 6\text{cm}^2$$

El mismo que ira corrido a lo largo de la viga, así el análisis no lo requiera, ya que este acero, es el que se necesita para la falla balanceada.

Diseño por Cortante

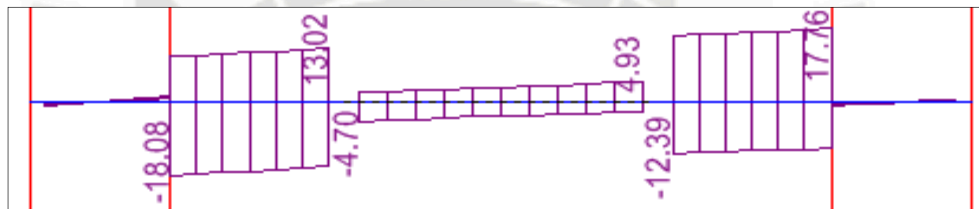


Figura 4.1.3.1.o. Envolvente de cortantes viga eje B

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

Tramo 1

$$V_u = 18.08\text{ tnf}$$

El aporte a la resistencia al cortante del concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \rightarrow V_c = 0.53 \cdot 40 \cdot 44 \cdot \sqrt{280}$$

$$V_c = 15.6\text{ tnf}$$

$$\phi V_c = 13.3\text{ tnf}$$

Como $V_u \geq \phi V_c$:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow V_s = \frac{18.08}{0.85} - 13.3 \rightarrow V_s = 7.97\text{tnf}$$

En los demás diseños de vigas se comprobó que V_s no fuera mayor que

$$V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow V_s = 2.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44 \rightarrow V_s = 61.5\text{tnf}$$

Ahora

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 44}{7.97} \rightarrow S = 32.9\text{cm}$$

Para el espaciamiento máximo, hacemos una comparación entre V_s y V_{slim} , en donde V_{slim} es:

$$V_{s \text{ lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44 \rightarrow V_{s \text{ lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44 \rightarrow V_{s \text{ lim}} = 32.4 \text{tnf}$$

Como

$V_s < V_{slim}$, entonces: $S_{\text{máx.}} = 44/2 = 22\text{cm}$, tomamos 20cm como separación máxima

Diseño por Cortante para vigas sismoresistentes

$$V_u = V_{\text{isostático}} + \frac{M_a + M_b}{L_n}, \text{ donde:}$$

M_a y M_b son los momentos nominales reales que tiene la viga en los extremos de la luz libre.

$V_{\text{isostático}}$, resulta de la combinación de carga 1.25(CM+CV)

El cortante isostático a d de la cara fue de 4.43 Tnf (primer tramo) y para hallar los valores de M_a y M_b , se partió de las áreas de acero colocadas en los extremos y con cada una de ellas se vio, qué momento flector le correspondía:

- 3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1" Área de acero: 16.2cm² " Mom. = 25.18 Ton. x m.
- 3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1" Área de acero: 16.2 cm² " Mom. = 25.18 Ton. x m.
- 3 ϕ 5/8" Área de acero: 6 cm² " Mom. = 9.73 Ton. x m.
- 3 ϕ 5/8" Área de acero: 6 cm² " Mom. = 9.73 Ton. x m.

La suma que se tome para el $M_a + M_b$, debe ser la mayor suma de los momentos extremos, sumando un momento positivo a un extremo de la viga con el negativo en el extremo opuesto. La mayor suma fue la siguiente: 25.18+25.18, por lo tanto:

$$V_u = 4.43 + \frac{25.18 + 25.18}{2.6} = 23.8 \text{tnf}$$

Como $V_u \geq \phi V_c$:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow V_s = \frac{23.8}{0.85} - 13.3 \rightarrow V_s = 14.7 \text{tnf}$$

Ahora

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 44}{14.7} \rightarrow S = 17.9 \text{ cm}$$

Espaciamiento de estribos en vigas sísmicas

- Longitud de la zona de confinamiento = $2d = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$
- En la zona de confinamiento los estribos se colocarán con un espaciamento (s) que será el menor de los siguientes valores:

$$0.25d = 0.25 \cdot 44 = 11 \text{ cm}$$

$$8\phi \text{ dmenor} = 8 \cdot 3/8" = 9 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm.}$$

- El primer estribo se ubicará a 5 cm
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamento no será mayor a $0.5d = 22 \text{ cm}$

Realizando el análisis se concluyo para controlar las fuerzas cortantes se utilizará la siguiente distribución de estribos

$$3/8" \phi : 1@0.05, 10@10, \text{Rto} @ 0.20 \text{ m}$$

Anclajes y Empalme del refuerzo longitudinal:

Longitud de anclaje:

		longitud de desarrollo Ldg			redondeo
		1er caso	2do caso	3er caso	
ϕ barra	ϕ barra(cm)	8db (cm)	15 cm	$318db/(f_c^{1/2})$	Ldg (cm)
8mm	0.8	6.4	15	15.2	20
3/8"	0.9525	7.62	15	18.1	20
1/2"	1.27	10.16	15	24.1	28
5/8"	1.5875	12.7	15	30.2	35
3/4"	1.905	15.24	15	36.2	42
1"	2.54	20.32	15	48.3	56

Tabla 4.1.3.1.a. Longitud de desarrollo Ldg

Ganchos estándar:

ϕ barra	ϕ barra(cm)	12db (cm)	Redondeo (cm)
8mm	0.8	9.6	10.0
3/8"	0.9525	11.4	12.0
1/2"	1.27	15.2	15.0
5/8"	1.5875	19.1	20.0
3/4"	1.905	22.9	23.0
1"	2.54	30.5	31.0

Tabla 4.1.3.1.b. Ganchos estándar

Empalme por Traslapo del Refuerzo

Valores de m en cm			
ϕ barra	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
	H cualquiera	H<30	H>=30
8mm	30	30	40
3/8"	35	35	45
1/2"	45	45	60
5/8"	55	55	70
3/4"	60	60	80
1"	70	70	90

La longitud de los empalmes "m" se determina de acuerdo al tipo de empalme (A, B o C) y al diámetro de la barra de acero.

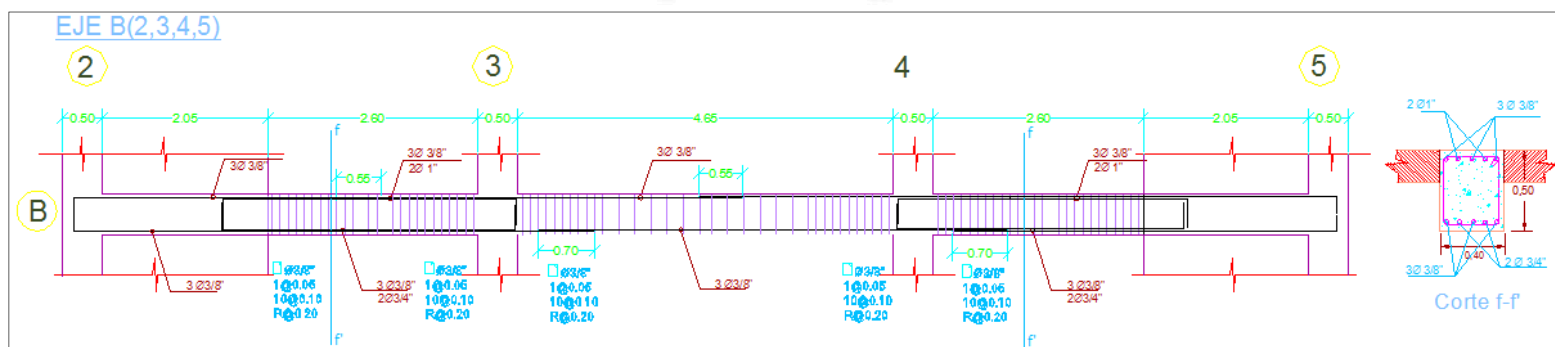


Figura 4.1.3.1.p. Diseño final Viga eje B

4.1.3.2. EJEMPLO DISEÑO DE UNA VIGA EDIFICIO AISLADO

Consideraciones

Debido a que se han retirado las placas del edificio, la fuerza cortante y momentos han aumentado en las vigas, es por eso que se seleccionó una viga que se intercepta con una placa porque en este análisis y diseño evaluaremos la misma viga (pero esta vez sin placa) para ver como varia la distribución de acero.

Para este caso escogió analizar y diseñar la viga del eje B, del segundo y tercer nivel, todo lo anterior pensado para ver de qué manera afecta los aisladores, a todo el sistema de aislación viga segundo nivel - aislador - viga tercer nivel

Se presenta los DMF de toda la estructura

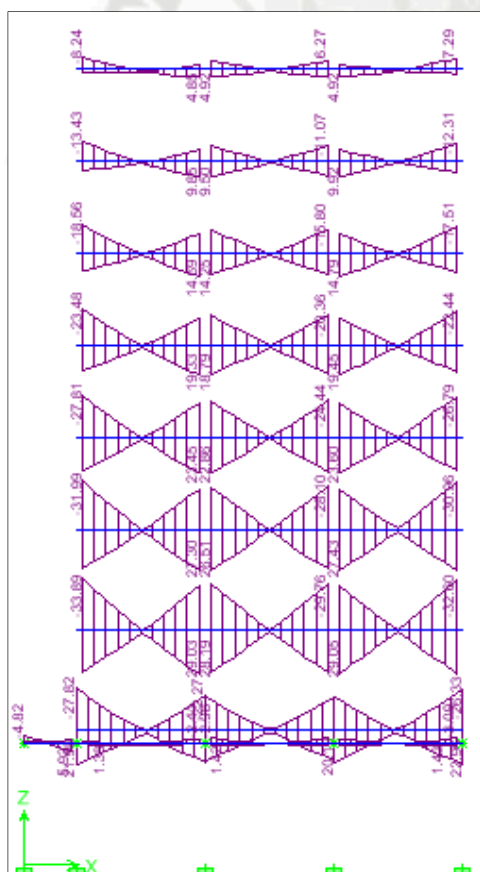


Figura 4.1.3.2.a. DMF eje B-D

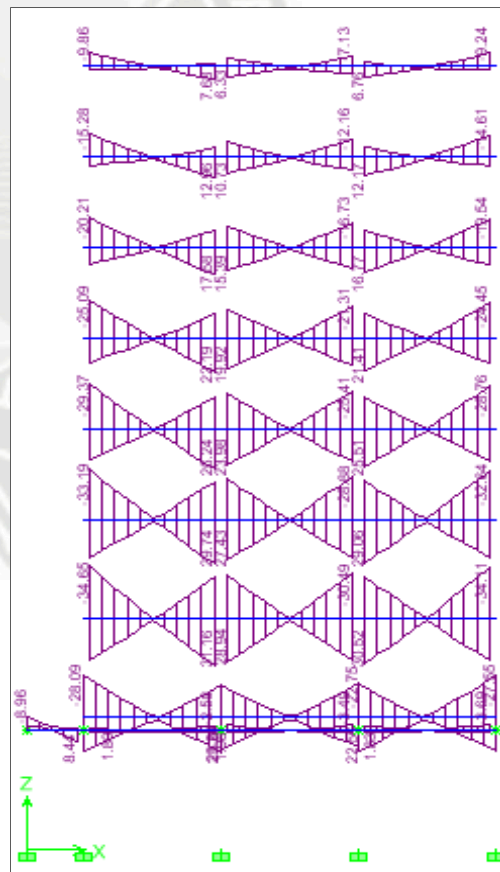


Figura 4.1.3.2.b. DMF eje C

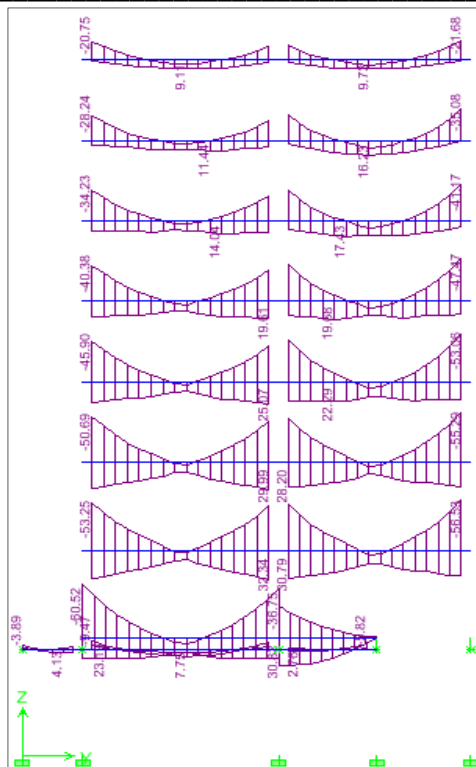


Figura 4.1.3.2.c. DMF eje 2

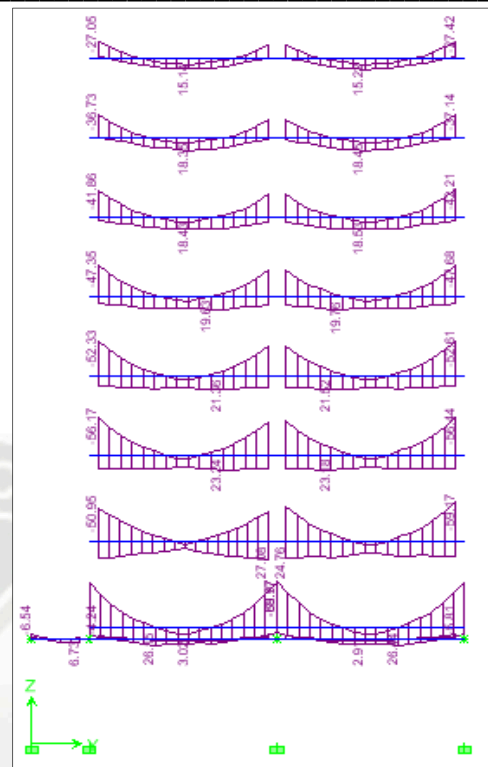


Figura 4.1.3.2.d. DMF eje 3

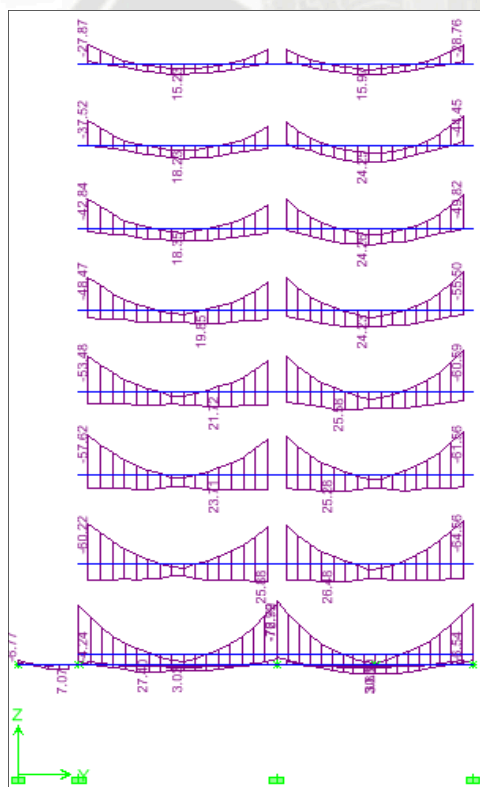


Figura 4.1.3.2.e. DMF eje 4

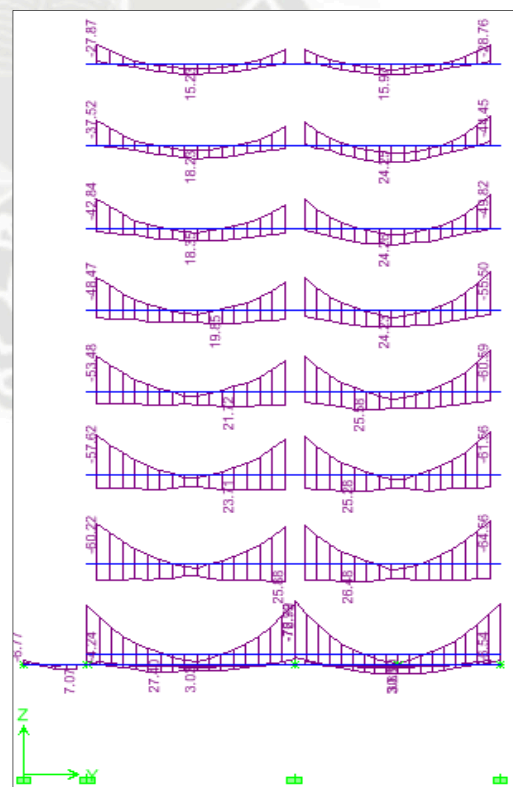


Figura 4.1.3.2.f. DMF eje 3

A continuación se procederá a mostrar el diseño de la viga del eje B segundo y tercer nivel, de sección transversal 40 x 50 cm

Las cargas actuantes para la viga del **segundo nivel** sólo son las de peso propio (estas vigas son las que se unen con todas las columnas y están por debajo del nivel de los aisladores)

- Peso propio + piso terminado sobre la viga ($0.4 \times 0.5 \times 2.4 + 0.4 \times 0.1 = 0.52 \text{ T/m}$)

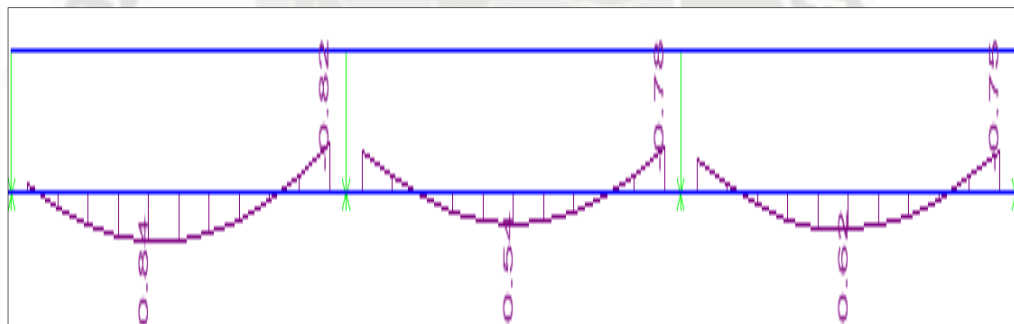
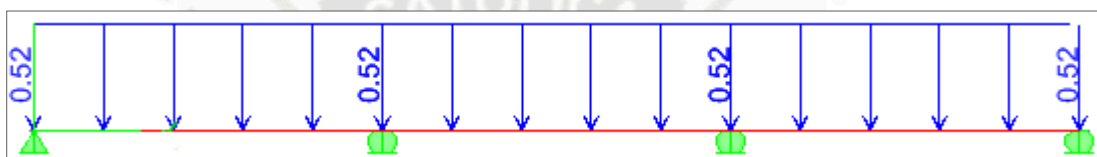


Figura 4.1.3.2.g. CM

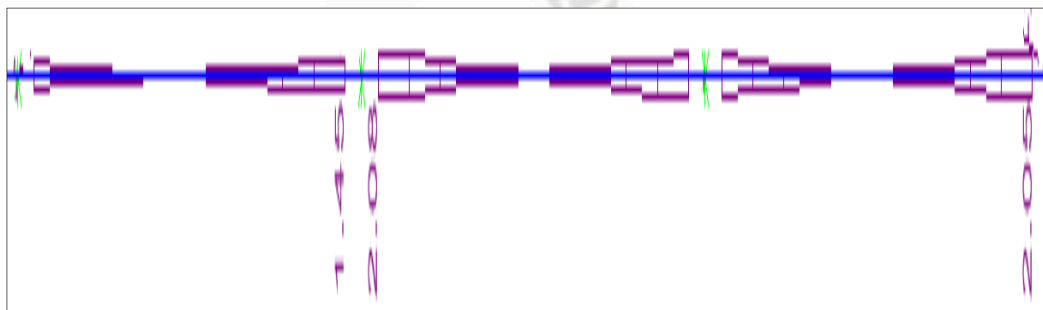


Figura 4.1.3.2.h. CS (en x)

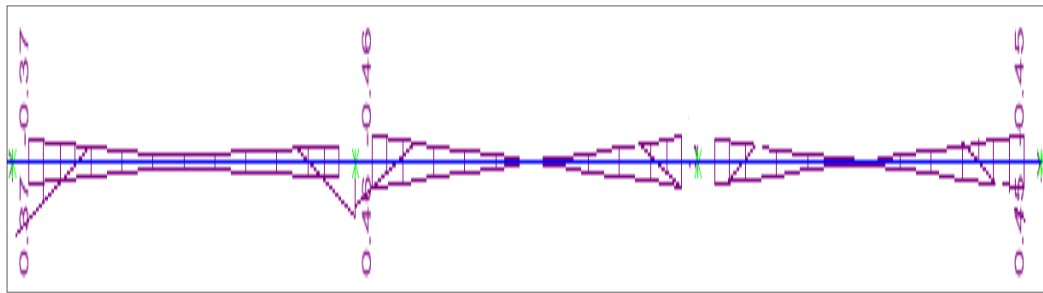


Figura 4.1.3.2.i. CS (en y)

Diagramas de momentos debido a cargas muertas y sismo (tnf x m)

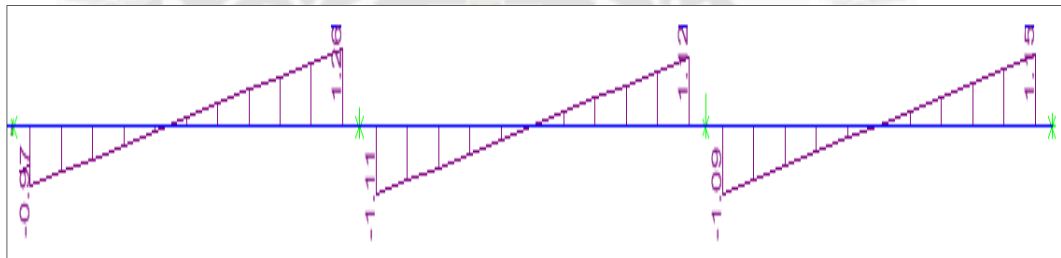


Figura 4.1.3.2.j. CM

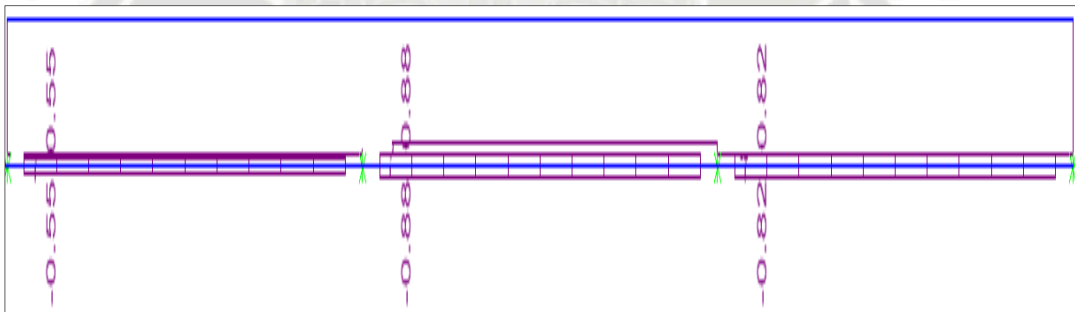


Figura 4.1.3.2.k. CS (en x)

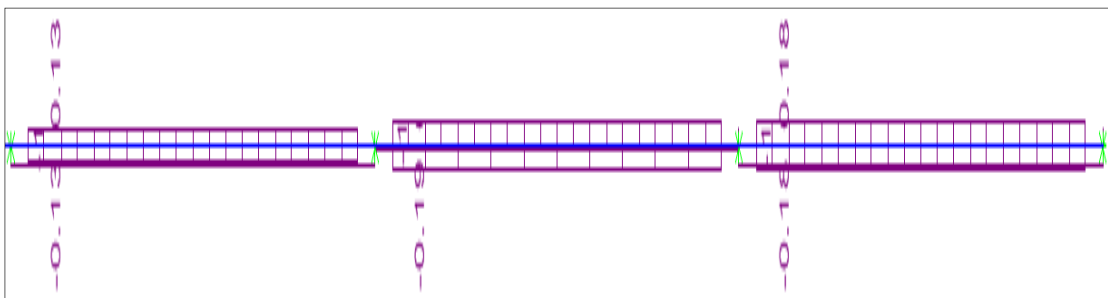


Figura 4.1.3.2.l. CS (en y)

Diagrama de fuerzas cortantes debido a cargas muertas, vivas y sismo (Tnf)

Diseño por flexión

Para los DMF presentados anteriormente, aplicamos las combinaciones de carga, mencionadas anteriormente

$$U = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV \quad \text{CM: carga muerta}$$

$$U = 1.25 \times (CM + CV) \pm CS \quad \text{CV : carga viva}$$

$$U = 0.9 \times CM \pm CS \quad \text{CS: carga de sismo}$$

Así tenemos los la envolvente de momentos a las caras de los apoyos:

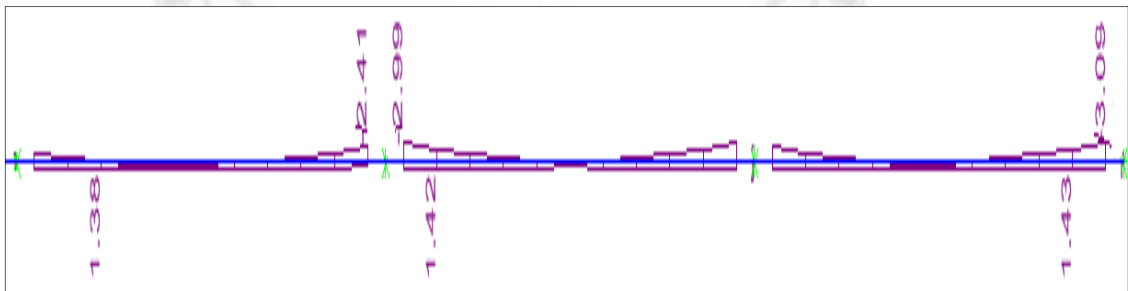


Figura 4.1.3.2.m. Envolvente de momentos viga eje B

Como podemos observar el máximo momento es de 3tnf-m dándonos un acero longitudinal de 1.82 cm², por lo tanto, el acero longitudinal será el mínimo, presentado a continuación:

Acero mínimo en vigas

Para $f'c=280\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{smín} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{f_y} \rightarrow A_{smín} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44}{4200} \rightarrow A_{smín} = 4.91\text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_{smín} = (3 \phi 3/8") = 6\text{cm}^2$$

El mismo que irá corrido a lo largo de la viga, así el análisis no lo requiera, ya que este acero, es el que se necesita para la falla balanceada.

Figura 4.1.3.2.n. Envolvente de cortantes viga eje B

El cortante máximo obtenido del diagrama es 12.3tnf

El aporte a la resistencia al cortante del concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \rightarrow V_c = 0.53 \cdot 40 \cdot 44 \cdot \sqrt{280}$$

$$V_c = 15.6 \text{ tnf}$$

$\phi V_c = 13.3 \text{ tnf}$

Como podemos ver el aporte del concreto cubre la demanda de fuerza cortante, entonces el espaciamiento de estribos será el siguiente:

Espaciamiento de estribos en vigas sísmicas

- Longitud de la zona de confinamiento = $2 d = 2 * 50 = 100 \text{ cm}$
- En la zona de confinamiento los estribos se colocarán con un espaciamiento (s) que será el menor de los siguientes valores:

$$0.25d = 0.25 * 44 = 11\text{cm}$$

$$8 \phi \text{ dmenor} = 8 * 3/8'' = 9\text{cm}$$

30 cm.

- El primer estribo se ubicará a 5 cm
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no será mayor a $0.5d=22\text{cm}$

Realizando el análisis se concluyo para controlar las fuerzas cortantes se utilizara la siguiente distribución de estribos

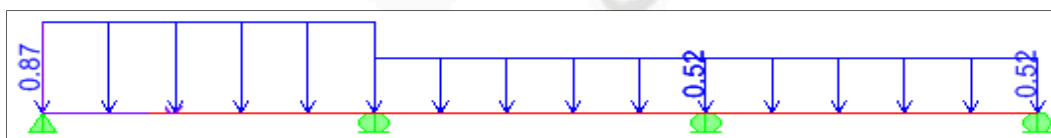
3/8" ϕ : 1@0.05, 10@10, Rto @ 0.20m

Ahora se realizará la viga del eje B del tercer nivel, estas vigas son las que se encuentran por encima de los aisladores sísmicos, también son llamadas vigas de aislación.

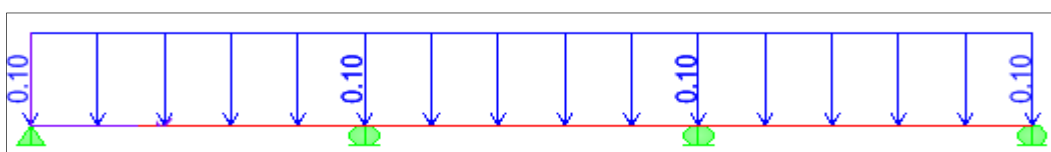
Las cargas actuantes para la viga del **tercer nivel** son:

- Peso propio + piso terminado sobre la viga ($0.4 \times 0.5 \times 2.4 + 0.4 \times 0.1 = 0.52 \text{ T/m}$)
- Los aligerados y el piso terminado sobre ellos, que actúan sobre la viga como cargas uniformemente repartidas (en este sentido la losa no se apoya en la viga)
- Las vigas chatas y los pesos actuantes sobre ellas, como por ejemplo tabiques, se han considerado que llegan a la viga como cargas puntuales.
- Los tabiques paralelos a la viga actúan como cargas uniformemente repartidas. Los pesos de los tabiques (En este caso se ubica un muro de albañilería en el primer tramo entre los ejes 2 y 3 de longitud $L=2.4\text{m}$ lo que nos da una carga uniformemente distribuida de 0.35 T/m).
- La carga viva actuó como carga uniformemente repartida. El peso por metro cuadrado de sobrecarga considerado fue el de oficinas: 250 Kg./m^2 . (La misma que al ser repartida en una sección de $b=0.4\text{m}$ nos da una carga uniformemente distribuida de 0.1 T/m)

Se mostrarán las cargas actuantes en la viga analizada, en primer lugar se mostrarán las cargas muertas uniformemente repartidas más las cargas muertas puntuales (en este caso no hay muros perpendiculares), posteriormente las cargas vivas uniformemente repartidas.



Cargas muertas uniformemente distribuidas



Cargas vivas uniformemente distribuidas

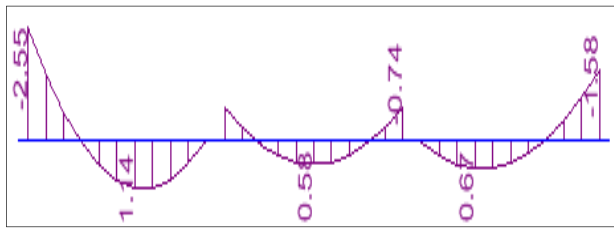


Figura 4.1.3.2.o. CM

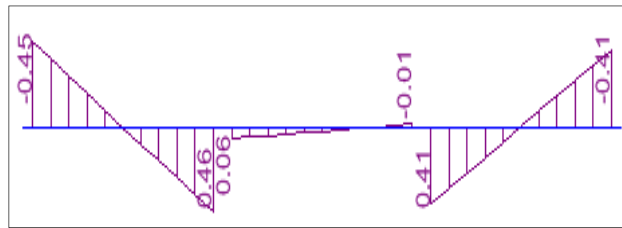


Figura 4.1.3.2.p. CV

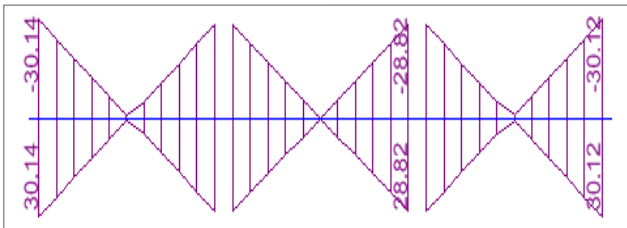


Figura 4.1.3.2.q. CS (en x)

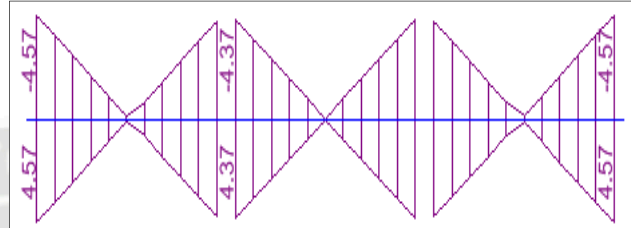


Figura 4.1.3.2.r. CS (en y)

Diagramas de momentos debido a cargas muertas, vivas y sismo (tnf x m)

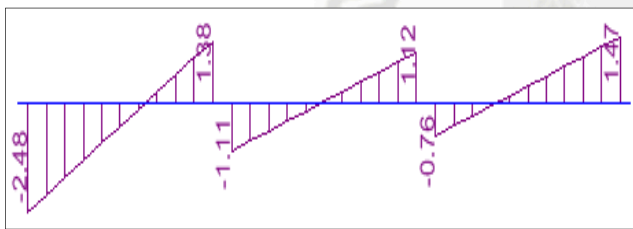


Figura 4.1.3.2.s. CM

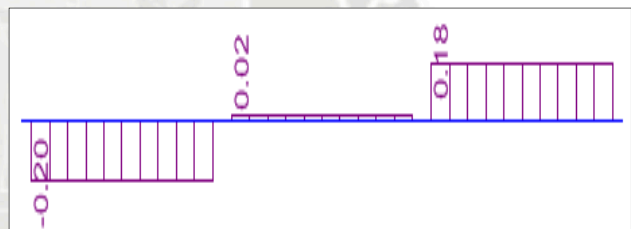


Figura 4.1.3.2.t. CV

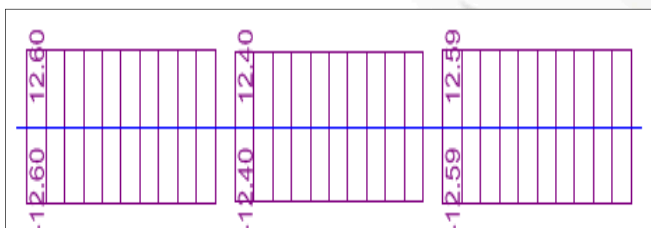


Figura 4.1.3.2.u. CS (en x)

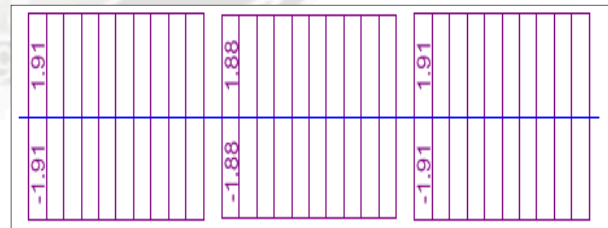


Figura 4.1.3.2.v. CS (en y)

Diagrama de fuerzas cortantes debido a cargas muertas, vivas y sismo (Tnf)

Diseño por flexión

Para los DMF presentados anteriormente, aplicamos las combinaciones de carga, mencionadas anteriormente

$$U = 1.4 \times CM + 1.7 \times CV$$

CM: carga muerta

$$U = 1.25 \times (CM + CV) \pm CS$$

CV : carga viva

$$U = 0.9 \times CM \pm CS$$

CS: carga de sismo

Así tenemos los la envolvente de momentos a las caras de los apoyos:

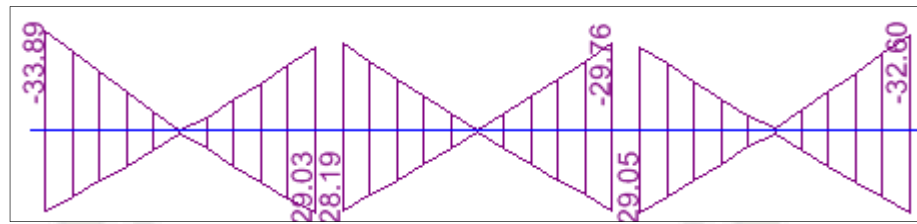


Figura 4.1.3.2.w. Envolvente de momentos viga eje B

			Ku	pho	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	
tramo 1	Mu(-)	33.89	43.76	1.27%	22.39	3 ϕ 5/8"+3 ϕ 1"	21.3
	Mu(+)	29.03	37.49	1.07%	18.89	3 ϕ 5/8"+3 ϕ 1"	21.3
tramo 2	Mu(-)	29.76	38.43	1.10%	19.40	3 ϕ 5/8"+3 ϕ 1"	21.3
	Mu(+)	28.19	36.40	1.04%	18.29	3 ϕ 5/8"+3 ϕ 1"	21.3
tramo 3	Mu(-)	32.60	42.10	1.22%	21.45	3 ϕ 5/8"+3 ϕ 1"	21.3
	Mu(+)	29.05	37.51	1.07%	18.90	3 ϕ 5/8"+3 ϕ 1"	21.3

Acero mínimo en vigas

Para $f'c=280\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{f_y} \rightarrow As_{\min} = \frac{0.70 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44}{4200} \rightarrow As_{\min} = 4.91\text{cm}^2$$

$$\rightarrow As_{\min} = (3 \phi 3/8") = 6\text{cm}^2$$

El mismo que irá corrido a lo largo de la viga, así el análisis no lo requiera, ya que este acero, es el que se necesita para la falla balanceada.

Diseño por Cortante

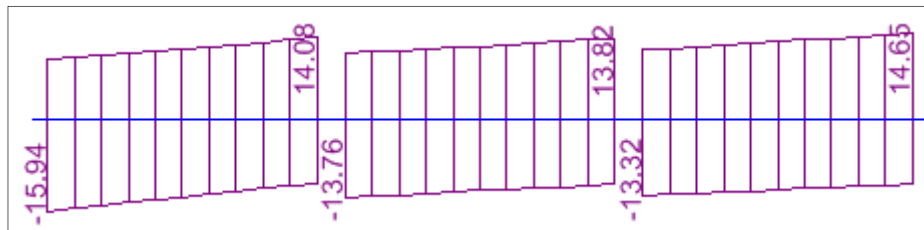


Figura 4.1.3.2.x. Envolvente de cortantes viga eje B

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

Tramo 1

$$V_u = 16 \text{ tnf}$$

El aporte a la resistencia al cortante del concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \rightarrow V_c = 0.53 \cdot 40 \cdot 44 \cdot \sqrt{280}$$

$$V_c = 15.6 \text{ tnf}$$

$$\phi V_c = 13.3 \text{ tnf}$$

Como $V_u \geq \phi V_c$:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow V_s = \frac{16}{0.85} - 13.3 \rightarrow V_s = 5.52 \text{ tnf}$$

En los demás diseños de vigas se comprobó que V_s no fuera mayor que

$$V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \rightarrow V_s = 2.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44 \rightarrow V_s = 61.5 \text{ tnf}$$

Ahora

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 44}{5.52} \rightarrow S = 47.5 \text{ cm}$$

Para el espaciamiento máximo, hacemos una comparación entre V_s y $V_{slim.}$, en donde $V_{slim.}$ es:

$$V_{s \text{ lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44 \rightarrow V_{s \text{ lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{280} \cdot 40 \cdot 44 \rightarrow V_{s \text{ lim}} = 32.4 \text{ tnf}$$

Como

$V_s < V_{slim.}$, entonces: $S_{\text{máx.}} = 44/2 = 22 \text{ cm}$, tomamos 20cm como separación máxima

Diseño por Cortante para vigas sismoresistentes

$$V_u = V_{\text{isostático}} + \frac{M_a + M_b}{L_n}, \text{ donde:}$$

M_a y M_b son los momentos nominales reales que tiene la viga en los extremos de la luz libre.

Visostático, resulta de la combinación de carga 1.25(CM+CV)

El cortante isostático a d de la cara fue de 3.34 Tnf (primer tramo) y para hallar los valores de M_a y M_b , se partió de las áreas de acero colocadas en los extremos y con cada una de ellas se vio, qué momento flector le correspondía:

- 3 ϕ 5/8" + 3 ϕ 1" Área de acero: 21.3 cm² " Mom. = 32.39 Ton. x m.

- 3 ϕ 5/8" + 3 ϕ 1" Área de acero: 21.3 cm² " Mom. = 32.39 Ton. x m.

La suma que se tome para el $M_a + M_b$, debe ser la mayor suma de los momentos extremos, sumando un momento positivo a un extremo de la viga con el negativo en el extremo opuesto. La mayor suma fue la siguiente: 25.18+25.18, por lo tanto:

$$V_u = 3.34 + \frac{32.39 + 32.39}{4.75} = 17 \text{ tnf} \quad \text{Como } V_u \geq \phi V_c :$$

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow V_s = \frac{17}{0.85} - 13.3 \rightarrow V_s = 6.7 \text{ tnf}$$

Ahora

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 44}{6.7} \rightarrow S = 39 \text{ cm}$$

Espaciamiento de estribos en vigas sísmicas

- Longitud de la zona de confinamiento = 2 d = 2 * 50 = 100 cm
- En la zona de confinamiento los estribos se colocarán con un espaciamento (s) que será el menor de los siguientes valores:

$$0.25d = 0.25 * 44 = 11 \text{ cm}$$

$$8 \phi \text{ dmenor} = 8 * 3/8" = 9 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm.}$$

- El primer estribo se ubicará a 5 cm
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamento no será mayor a 0.5d.=22cm

Realizando el análisis se concluyo para controlar las fuerzas cortantes se utilizara la siguiente distribución de estribos

$$3/8" \phi : 1@0.05, 10@10, Rto @ 0.20m$$

Del análisis y diseño de las vigas del sistema aislado, podemos concluir que se realizan igual que las vigas convencionales, además se observa que no hay problemas de esfuerzos por tracción, ya que las mismas están confinadas con una gran losa maciza, que no permite desplazamientos relativos

Anclajes y Empalme del refuerzo longitudinal:

Longitud de anclaje: Al igual que en las vigas del edificio convencional, la longitud de desarrollo y empalmes son los mismos porque estos dependen de su diámetro

		longitud de desarrollo Ldg			redondeo
		1er caso	2do caso	3er caso	
barra	ϕ barra(cm)	8db (cm)	15 cm	$318db/(fc^{1/2})$	Ldg (cm)
8mm	0.8	6.4	15	15.2	20
3/8"	0.9525	7.62	15	18.1	20
1/2"	1.27	10.16	15	24.1	28
5/8"	1.5875	12.7	15	30.2	35
3/4"	1.905	15.24	15	36.2	42
1"	2.54	20.32	15	48.3	56

Tabla 4.1.3.2.a. Longitud de desarrollo

Ganchos estándar:

ϕ barra	ϕ barra(cm)	12db (cm)	Redondeo (cm)
8mm	0.8	9.6	10.0
3/8"	0.9525	11.4	12.0
1/2"	1.27	15.2	15.0
5/8"	1.5875	19.1	20.0
3/4"	1.905	22.9	23.0
1"	2.54	30.5	31.0

Tabla 4.1.3.2.b. Ganchos estándar

Empalme por Traslape del Refuerzo

ϕ barra	Valores de m (en cm)		
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
	H cualquiera	H<30	H>=30
8mm	30	30	40
3/8"	35	35	45
1/2"	45	45	60
5/8"	55	55	70
3/4"	60	60	80
1"	70	70	90

Tabla 4.1.3.2.c. Empalme por traslape del fuerzo

La longitud de los empalmes "m" se determina de acuerdo al tipo de empalme (A, B o C) y al diámetro de la barra de acero

EJE B(2,3,4,5)

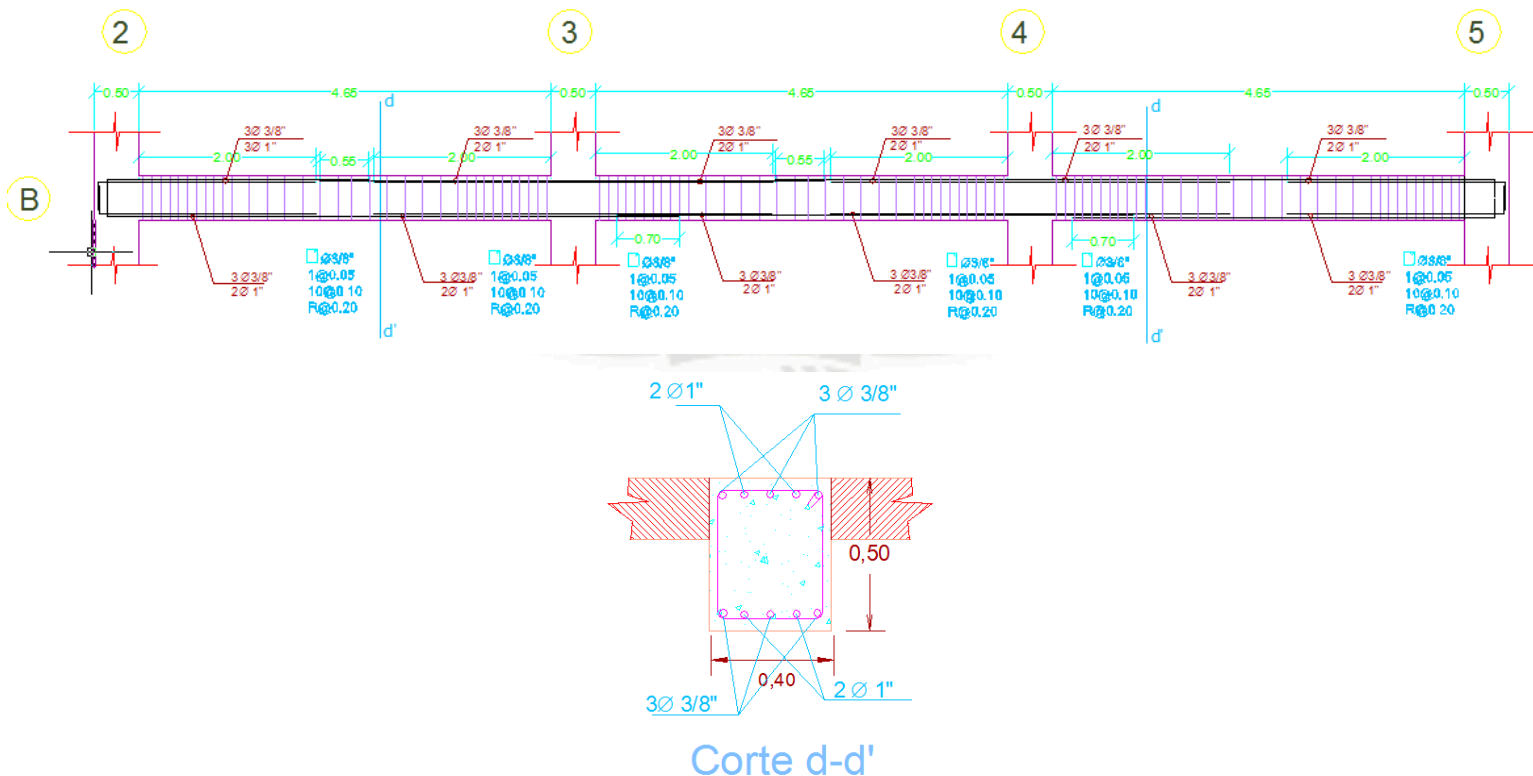


Figura 4.1.3.2.y. Diseño final viga Eje B modelo aislado

4.2. ELEMENTOS PARA TRANSMISIÓN DE CARGAS LATERALES

4.2.1. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos que están sometidos a flexo-compresión, es decir que reciben cargas axiales (provenientes de las vigas y losas) y momentos flectores debido a las fuerzas de sismo, que finalmente serán transmitidos a la cimentación. El diseño para estos elementos es similar al de flexión, considerando adicionalmente los efectos de esbeltez.

Una manera de diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga, es calcular la carga axial que soporta. Si $P_u < 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$, el elemento deberá diseñarse como una viga y en caso contrario como una columna. Donde A_g es el área bruta de la sección.

El diseño se hará por flexo-compresión y por corte considerando las cargas amplificadas con las mismas cinco combinaciones del diseño de vigas.

Esbeltez de columnas

La esbeltez de una columna se evalúa con un factor de corrección denominado δ , el cual se subdivide en δ_1 (δ local o δ individual), que corrige al momento flector debido a cargas de gravedad, y en δ_g (δ global), que corrige al momento flector debido a los desplazamientos laterales relativos generados en la mayoría de casos por el sismo.

El factor δ_1 afecta a las columnas como elementos individuales, mientras que el δ_g afecta a todas las columnas de un entrepiso por igual, considerando que los desplazamientos laterales son iguales para todas las columnas de un entrepiso.

En un edificio, normalmente las columnas propensas a ser corregidas por esbeltez local son las de menor sección, la de mayor longitud (como por ejemplo en el caso de una columna sin arriostramiento intermedio que tenga doble altura), o la de mayor carga axial.

Efecto Local de Esbeltez

El efecto local de esbeltez en una columna se puede despreciar si se cumple lo siguiente:

$$\frac{KLn}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}, \text{ donde:}$$

Ln = Luz libre de la columna en la dirección analizada, considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

K: Factor de longitud efectiva (K=1, para estructuras arriostradas)

r = Radio de giro de la sección transversal $\sqrt{\frac{I}{A}}$

M1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M2 = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Si se diera el caso que no fuera despreciable el efecto de esbeltez, éste se debería calcular con la siguiente fórmula:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1, \text{ donde:}$$

Pu = Carga amplificada actuante sobre la columna.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, igual a 0.7 para el caso de columnas estribadas.

Pc = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

Cm = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

Efecto Global de Esbeltez

El efecto global de esbeltez (δ_g) se evalúa, si se conocen las deformaciones laterales de los entrepisos, mediante la siguiente fórmula:

$$\delta_1 = \frac{1}{1 - Q} \text{ (Norma Peruana 12.10.2.2.A)}$$

Donde: Q es el índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{(\sum P_u) \cdot u}{V_u \cdot h}$$

ΣP_u = Suma de las cargas axiales amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, u deberá multiplicarse por $0.75 \times R$ (R = coeficiente de reducción).

V_u = Fuerza cortante amplificada a nivel del entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

h = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

En este caso δl_g es igual a 1 y sólo se amplificará el momento por δl (efecto local de esbeltez).

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse, y se calculará δg con el valor de Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

Flexo-compresión de columnas

El diseño por flexo-compresión de las columnas, se hace uso de los llamados diagramas de interacción, los cuales son graficas que describen los lugares geométricos de las combinaciones de cargas axiales últimas (P_u) y momentos flectores últimos (M_u) que producen la falla de la sección. El diagrama de interacción depende de la cantidad y distribución de acero de refuerzo longitudinal colocado, y de la forma de la sección transversal del elemento. Los diagramas de interacción son elaborados con teoría explicada en diversos libros de concreto; sin embargo, para evitar la elaboración de estos diagramas, al menos

de aquellos de columnas de formas convencionales, se puede hacer uso de los ábacos de diseño.

Otra alternativa, la cual es muy usada hoy en día, es hacer uso de programas de cómputo, los cuales permiten obtener de manera rápida diagramas de interacción.

Cortante en columnas

El diseño por fuerza cortante de las columnas se debe hacer con el mayor valor de los siguientes dos casos: El mayor V_u de las 5 combinaciones de diseño, o el cortante obtenido de la siguiente fórmula: $\frac{M_a + M_b}{L_n}$; donde M_a y M_b son los momentos nominales a los extremos de la luz libre de la columna, uno en la parte superior y otro en la parte inferior, y L_n es la luz libre de la columna. En el segundo caso mencionado, los momentos de M_a y M_b se obtienen del diagrama de interacción y son los momentos que realmente puede ser capaz de resistir la columna con el acero colocado.

El objetivo de hallar un cortante a partir de los momentos nominales, es el de evitar que el elemento falle por cortante, ya que generalmente al diseñar por flexo-compresión, queda una holgura en el diseño. Esa holgura se traduce como una sobrerresistencia que se le da a la columna por flexo-compresión; por lo tanto, se debe compensar este incremento de resistencia haciendo que la columna también tenga una sobrerresistencia por cortante. Con esto se asegura que si el elemento debe fallar, falle por flexión y no por corte.

Como se mostrará en la fórmula del aporte al cortante del concreto (V_c), la carga axial amplificada interviene en ella. Esta carga axial amplificada (N_u) es la correspondiente al momento nominal seleccionado anteriormente, con el que se trabajará.

Entonces, conocido el valor del cortante de diseño (V_u diseño), se aplica la fórmula del aporte al cortante del refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_{u \text{diseño}}}{\phi} - V_c, \text{ donde: } \phi = 0.85$$

Para cálculo del V_c se aplica la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d, \text{ donde:}$$

Nu = Carga Axial Amplificada asociada al momento nominal mayor (explicado líneas atrás).

A_g = Es el área bruta de la sección.

Conocido el valor del V_s , se calcula el espaciamiento de los estribos:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Para el diseño por cortante de columnas, en la mayoría de los casos no gobierna lo planteado anteriormente, sino que gobierna el espaciamiento indicado por la Norma Peruana que sostiene lo siguiente:

- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo será el menor de los siguientes tres valores: $16x_{db}$ (db = diámetro de la barra), la menor dimensión de la columna ó 30 cm.
- Dentro de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos será el menor de los siguientes dos valores: 10 cm. ó la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna. El primer estribo se colocará a 5 cm. Medido desde la cara.
- La dimensión de la zona de confinamiento será la mayor de las siguientes medidas: $1/6$ de la luz libre de la columna, la máxima dimensión de la sección transversal de la columna ó 45 cm.

Flexión biaxial

La flexión biaxial **es** crítica cuando hay un gran momento actuante por cargas de gravedad en la dirección transversal al sismo predominante.

En caso se diera estos momentos podemos hacer una verificación biaxial, la cual consiste

$$P_{no} = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f'_y}{1000}$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

ϕP_{nx} : Carga obtenida del diagrama de interacción

ϕP_{ny} : Carga obtenida del diagrama de interacción

Realizamos verificación

$$R1 = \frac{Pu}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

Anclaje y empalme por traslape del refuerzo

Los fierros longitudinales de las columnas, al llegar al último piso (octavo), deberían de anclar con el Ldg y doblar una distancia de 12 db

Para el traslape como se vio en el capítulo de diseño de vigas, los empalmes deben realizarse en las zonas de menor esfuerzo, en el caso de las columnas estas zonas se encuentran en el tercio de la luz. Ya que los momentos son bajos y el confinamiento no ocasiona ninguna dificultad en el armado.

Todas las barras se empalmarán cumpliendo la longitud de desarrollo en compresión este valor será como mínimo 0.007 fy db ó 30 cm. En el caso de que los momentos flectores en las columnas sean altos y se presenten tracciones en las barras de refuerzo longitudinal, se aumentará la longitud de empalme.

4.2.1.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA EDIFICIO CONVENCIONAL

La columna que se va a utilizar como ejemplo es la columna C-1 (50x80) ubicada en la intersección de los ejes 3-C

Carga	X-X	Y-Y
Pcm (tnf)	224.38	224.38
Pcv (tnf)	67.85	67.85
Pcs (tnf)	5.6	8.18
Mcm(tnf-m)	2.093	0.62
Mcv(tnf-m)	0.32	0.31
Mcs(tnf-m)	8.56	16.043

Combinaciones	X-X		Y-Y	
	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)
1.4cm+1.7cv	429.48	3.4742	429.48	1.395
1.25(cm+cv)+cs	370.89	11.58	373.47	17.21
1.25(cm+cv)-cs	359.69	-5.54	357.11	-14.88
0.9cm+cs	207.54	10.44	210.12	16.60
0.9cm-cs	196.34	-6.68	193.76	-15.49

Donde obtenemos

La carga axial ultima (Pu) = 429.48 tnf

$0.1 \cdot f_c \cdot A_g = 0.1 \cdot 350 \cdot 50 \cdot 80 = 140 \text{ tnf} < 429.48 \text{ tnf}$

Entonces se diseñará por flexo compresión

Verificación de esbeltez

Efecto Local

El efecto local de esbeltez en una columna se puede despreciar si se cumple lo siguiente:

$$\frac{KLn}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Los valores de los momentos en las columnas de nuestro edificio, presentan curvatura doble, por lo que en la desigualdad, el segundo miembro siempre será

positivo. Por lo tanto, bastara con verificar que $\frac{Ln}{r} < 34$

Luz libre de la columna = 3.10

$$r_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0853}{0.32}} = 0.516 \text{ m} ; \quad \frac{Ln}{r} = \frac{3.1}{0.516} = 6.00 < 34$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0333}{0.32}} = 0.323 \text{ m} ; \quad \frac{Ln}{r} = \frac{3.1}{0.323} = 9.6 < 34$$

Para corroborar lo mencionado, extraemos los esfuerzos actuantes en la columna

Story	Column	Load	Loc	P (T)	V2(T)	V3(T)	T	M2(T-m)	M3(T-m)
STORY2	C22	DEAD	0	-224.38	-0.36	-1.15	0.008	-2.093	-0.622
STORY2	C22	DEAD	3.26	-221.25	-0.36	-1.15	0.008	1.65	0.562
STORY2	C22	LIVE01	0	-67.85	-0.17	0.1	0.003	0.321	-0.31
STORY2	C22	LIVE01	3.26	-67.85	-0.17	0.1	0.003	-0.012	0.251
STORY2	C22	DINXX MAX	0	5.6	3.07	0.36	0.228	1.225	8.561
STORY2	C22	DINXX MAX	3.26	5.6	3.07	0.36	0.228	0.155	1.458
STORY2	C22	DINXX MIN	0	-5.6	-3.07	-0.36	-0.228	-1.225	-8.561
STORY2	C22	DINXX MIN	3.26	-5.6	-3.07	-0.36	-0.228	-0.155	-1.458
STORY2	C22	DINYY MAX	0	8.18	0.46	4.78	0.185	16.043	0.825
STORY2	C22	DINYY MAX	3.26	8.18	0.46	4.78	0.185	0.966	0.694
STORY2	C22	DINYY MIN	0	-8.18	-0.46	-4.78	-0.185	-16.043	-0.825
STORY2	C22	DINYY MIN	3.26	-8.18	-0.46	-4.78	-0.185	-0.966	-0.694

Y comprobando $M1 = -1.22 \text{ tnf} \cdot \text{m}$ $M2 = 1.45 \text{ tnf} \cdot \text{m}$

$$= \frac{-1.22}{1.45} = -0.84 \text{ tnf} \cdot \text{m}$$

Efecto Global

niveles	Peso (Ton)	Peso acum.	u(cm)	Vu(Ton)	h(cm)	$Q = \frac{(\sum P_u) \cdot u}{V_u \cdot h}$
Piso7	239.1995949	239.200	2.7	131.82	3620	0.013534
Piso6	292.5535977	531.753	2.33	243.49	3620	0.014056
Piso5	292.5535977	824.307	1.95	325.71	3620	0.013633
Piso4	300.4619625	1124.769	1.53	382.89	3620	0.012416
Piso3	300.4619625	1425.231	1.08	439.09	3620	0.009684
Piso2	293.1390756	1718.370	0.64	480.84	3960	0.005776
Piso1	283.775352	2002.145	0.23	508.15	3960	0.002288
sótano	504.2729979	2506.418	0	378.9	3800	0.000000

niveles	Peso	Peso acum.	u(cm)	Vu(Ton)	h(cm)	$Q = \frac{(\sum Pu) \cdot u}{Vu \cdot h}$
Piso7	239.1995949	239.200	2.44	113.65	3620	0.014186
Piso6	292.5535977	531.753	2.08	203.24	3620	0.006762
Piso5	292.5535977	824.307	1.72	268.62	3620	0.004231
Piso4	300.4619625	1124.769	1.34	313.21	3620	0.002827
Piso3	300.4619625	1425.231	0.95	360.39	3620	0.001742
Piso2	293.1390756	1718.370	0.57	396.82	3960	0.000868
Piso1	283.775352	2002.145	0.22	422.45	3960	0.000315
sótano	504.2729979	2506.418	0	706.17	3800	0.000000

Tabla 4.2.1.1.a. Efecto global de las columnas

Analizando los cuadros anteriores, Q es menor que 0.06, entonces se puede concluir que los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

Flexo-compresión de columnas

La Norma indica que las cuantías para el acero en compresión, deben estar entre los intervalos de 1%-6% como valores mínimo y máximo respectivamente, por experiencia y aporte de distintos autores nos dicen que una cuantía económica sugiere estar entre 3% y 4%.

Para nuestro caso hemos colocado $12 \phi 1"$ con la sección planteada de 50 x 80 cm nos da una cuantía de 1.5%, haciendo uso del programa CSICOL hemos generado los diagramas de interacción y ubicado las distintas cargas y momentos de las combinaciones.

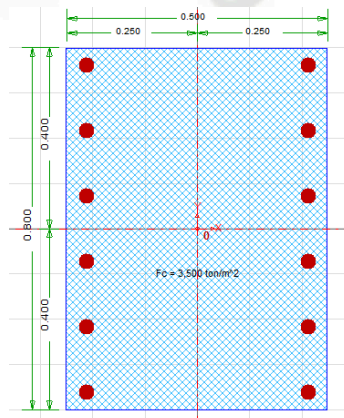


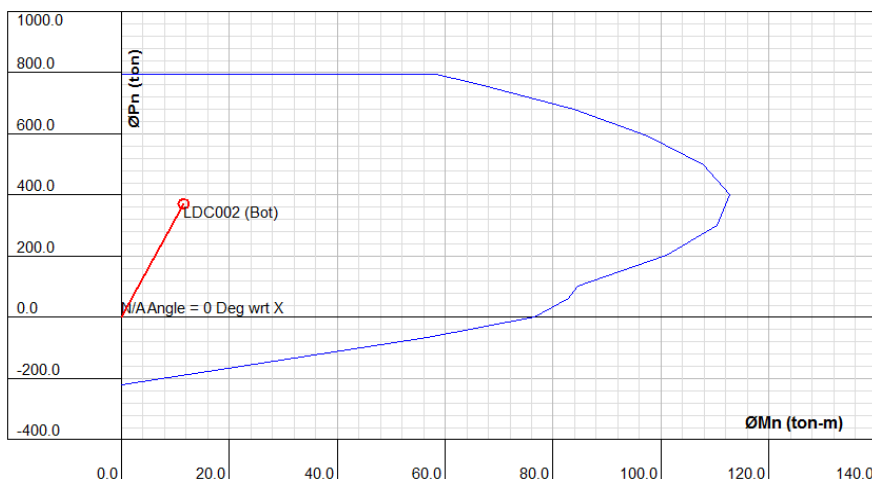
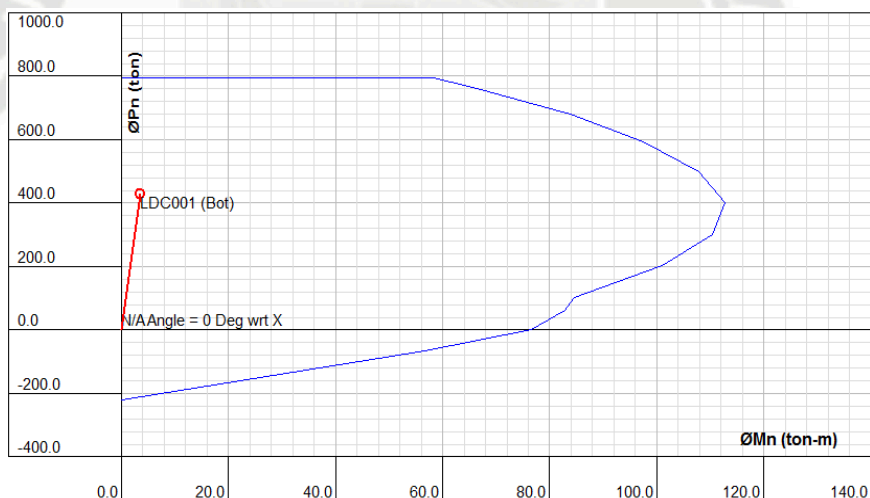
Figura 4.2.1.1.a. Modelamiento columna CSICOL

La columna que se va a utilizar como ejemplo es la columna C-1 (50x80) ubicada en la intersección de los ejes 3-C

A continuación se presentan los diagramas de interacción elaborado con el programa CSICol, a partir de los cuales vamos a ubicar cada una de las combinaciones de diseño establecidas.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN X-X

Combinaciones	X-X	
	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)
1.4cm+1.7cv	429.48	3.4742
1.25(cm+cv)+cs	370.89	11.58
1.25(cm+cv)-cs	359.69	-5.54
0.9cm+cs	207.54	10.44
0.9cm-cs	196.34	-6.68



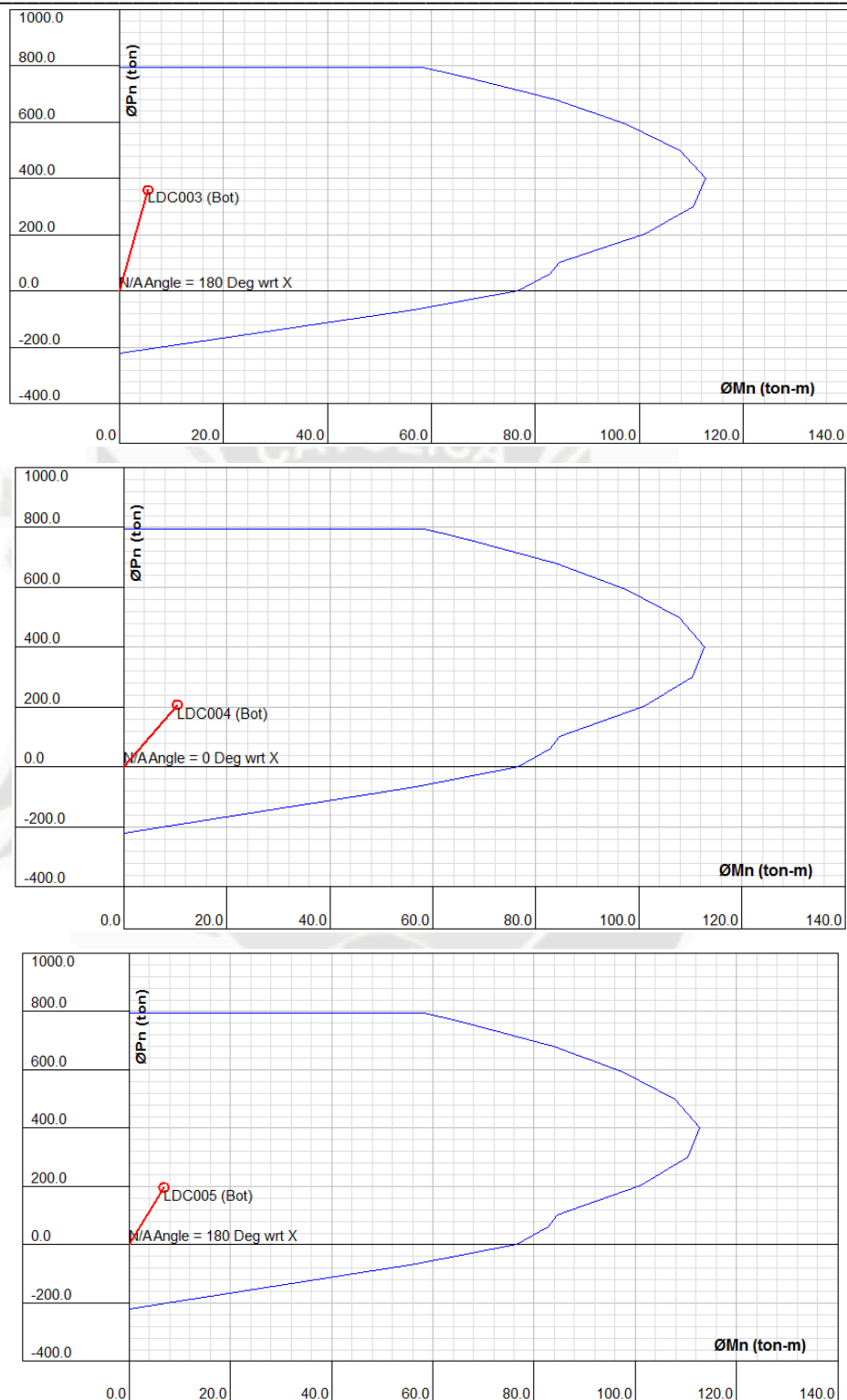
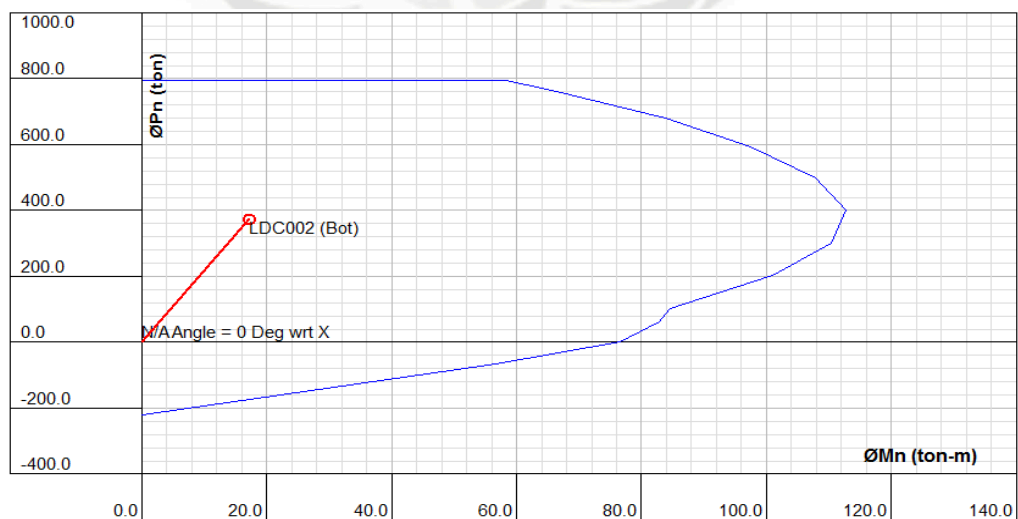
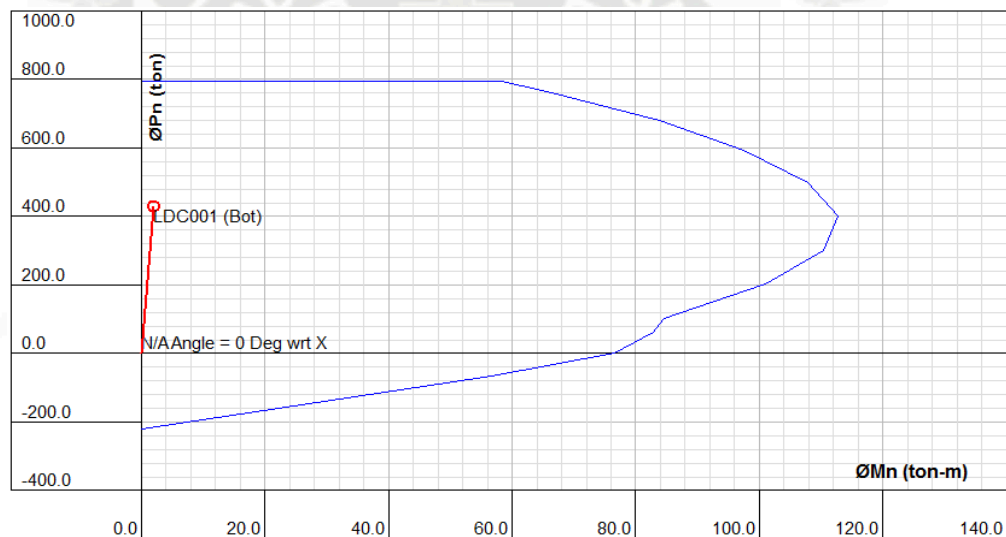


Figura 4.2.1.1.b. Diagrama de interacción columna cargas en X

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN Y-Y

Combinaciones	Y-Y	
	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)
1.4cm+1.7cv	429.48	1.395
1.25(cm+cv)+cs	373.47	17.21
1.25(cm+cv)-cs	357.11	-14.88
0.9cm+cs	210.12	16.60
0.9cm-cs	193.76	-15.49



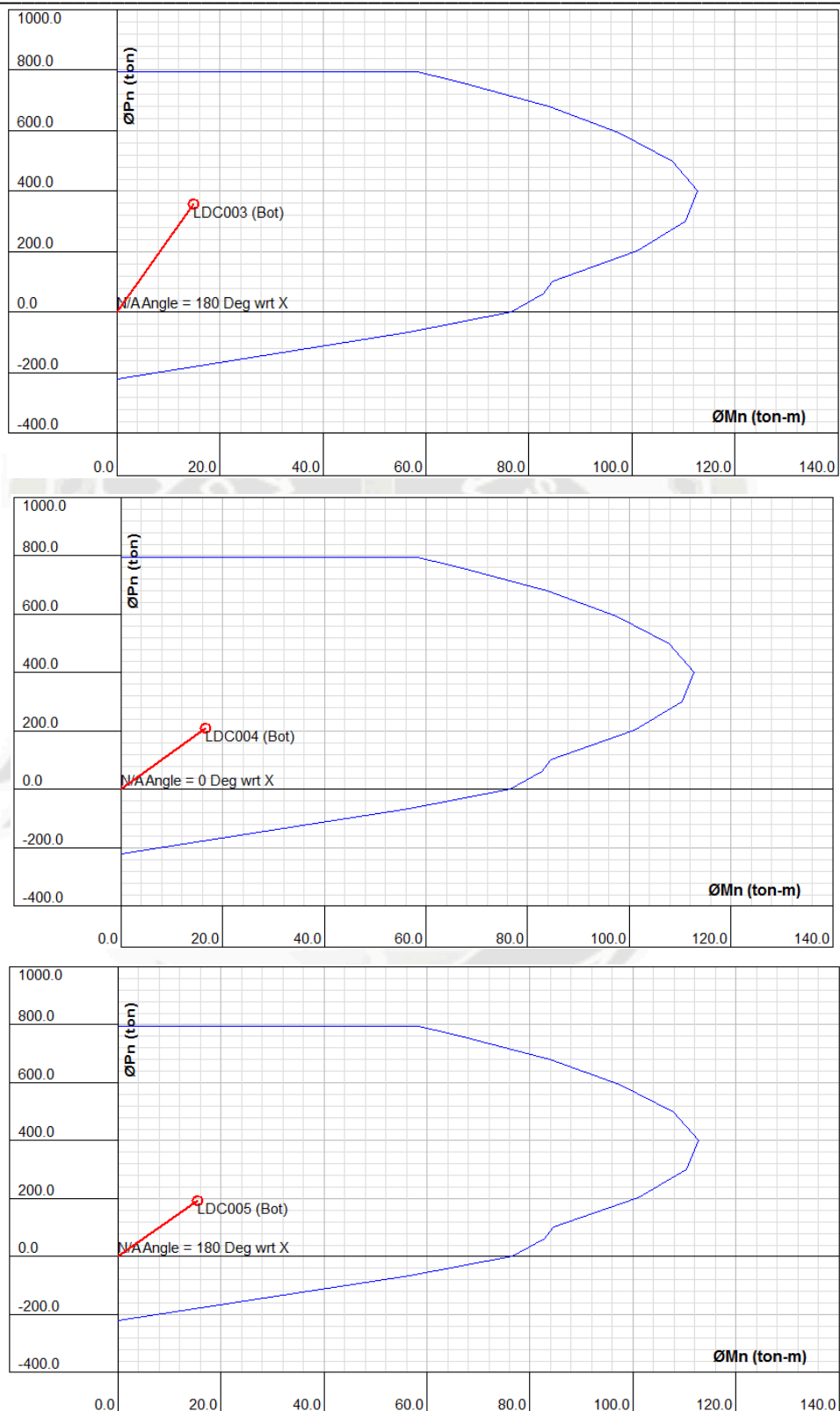


Figura 4.2.1.1.c. Diagrama de interacción cargas en Y

De los diagramas mostrados se observa que las cargas aplicadas son básicamente fuerzas axiales, y que en ambas direcciones la sección presenta gran capacidad para admitir a las cargas últimas a pesar de contar con apenas 1.5% de cuantía.

Flexión biaxial

En el caso de las columnas de este edificio convencional, no hubo ninguna que presentara problemas de flexión biaxial, ya que ésta es crítica cuando hay un gran momento actuante por cargas de gravedad en la dirección transversal al sismo predominante, lo que no se dio en las columnas de este edificio.

Diseño por cortante

Al igual que en el diseño por cortante en vigas su diseño se basa en el cortante mayor obtenido del análisis de las 5 combinaciones de diseño y de los momentos nominales.

Primero establecemos el V_{max}

$$V_{max} = 2.6 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{max} = 2.6 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{350} \cdot 80 \cdot 44$$

$$V_{max} = 145.5 \text{ tnf}$$

Luego Calculamos el aporte del concreto

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{350} \cdot \left(1 + \frac{429.48 \cdot 1000}{140 \cdot 80 \cdot 50} \right) \cdot 80 \cdot 44$$

$$V_c = 26.8 \text{ tnf}$$

Observando los resultados obtenidos para las fuerzas cortantes y en cada una de las direcciones de las columnas, se puede decir que la dirección que gobernará en el diseño es la dirección Y, debido a que presenta mayor momento nominal y cortante.

Carga	X-X	Y-Y
Vcm (tnf)	-0.36	-1.15
Vcv (tnf)	-0.17	0.1
Vcs (tnf)	3.07	4.78

Combinaciones	X-X	Y-Y
	Vu(tnf)	Vu(tnf)
1.4cm+1.7cv	-0.79	-1.44
1.25(cm+cv)+cs	2.41	3.47
1.25(cm+cv)-cs	-3.73	-6.09
0.9cm+cs	2.75	3.75
0.9cm-cs	-3.39	-5.82

Primer caso para calcular el cortante

De las combinaciones anteriores $V_u = 3.75$ tnf. Tenemos $V_u < \phi V_c$, para este caso necesitamos estribos mínimos.

Segundo caso para calcular el cortante

Analizando el diagrama de interacción correspondiente, mostrado en el diseño por flexo-compresión, se obtiene que los momentos nominales asociados a las cargas axiales últimas:

$$M_n = 104 \text{ ton} \times m$$

$$V = \frac{M_a + M_b}{L_n} = \frac{104 + 104}{3.26} = 63.8 \text{ ton}$$

Luego calculo de V_s

$$V_s = \frac{63.8}{0.85} - 34.93 \rightarrow V_s = 40.12 \text{ ton}$$

Ahora espaciamiento de estribos

$$S = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 74}{40.12} = 11 \text{ cm}$$

Para el diseño por cortante de columnas, en la mayoría de los casos no gobierna lo planteado anteriormente, sino que gobierna el espaciamiento indicado por la Norma Peruana que sostiene lo siguiente:

Longitud de la zona de confinamiento

Se deberá de considerar el mayor de los siguientes valores

$$Lo1 = h_n/6 = 3.10/6 = 0.52m$$

$$Lo2 = \text{máxima dimensión} = 0.80 m$$

$$Lo3 = 0.45m$$

Separación dentro de la zona de confinamiento

Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento "S" que no exceda el menor de los siguientes valores:

$$S1 = \text{mitad de la dimensión más pequeña} = 0.5/2 = 0.25m$$

$$S2 = 0.1 m$$

Separación fuera de la zona de confinamiento

Fuera de la zona de confinamientos los estribos se colocarán con un espaciamiento "S" que no exceda el menor de los siguientes valores:

$$S1 = 16 \cdot d_b = 16 \cdot 2.54 = 0.40m$$

$$S2 = \text{menor dimensión} = 0.50m$$

$$S3 = 0.30m \text{ a modo de seguridad se decidió dejarlo en } 0.25m$$

De acuerdo a lo descrito anteriormente la distribución de los estribos, queda definido la siguiente separación

$$\phi 3/8": 1@5cm, 8@10cm, Rto @0.25cm \text{ en cada extremo}$$

Anclaje y empalme por traslape del refuerzo

Por criterios prácticos se ha uniformizado todos los dobleces en 40 cm., que es lo que se necesita para el $\phi 1"$

Para el traslape se utilizara $0.007 \cdot f_y \cdot d_b$, a continuación presentamos un cuadro resumen de las longitudes.

ϕ	L(m)
3/8"	0.30
1/2"	0.35
5/8"	0.40
3/4"	0.50
1"	0.90

Tabla 4.2.1.1.a. anclaje y empalme del refuerzo

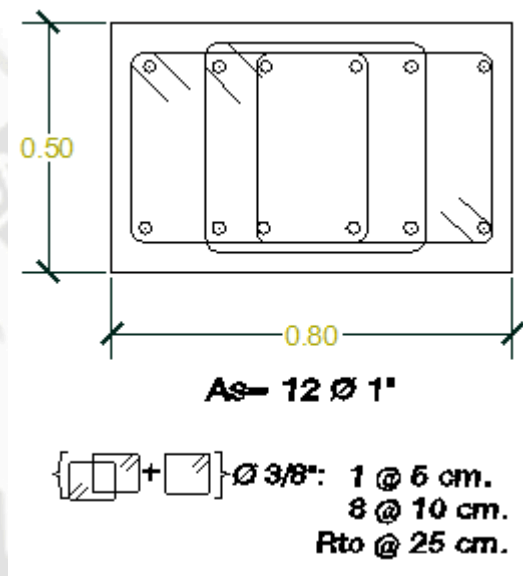


Figura 4.2.1.1.d. Diseño final columna

4.2.1.2. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA EDIFICIO AISLADO

Al igual que el modelo convencional como ejemplo la columna C-1 (50x80) ubicada en la intersección de los ejes 3-C (la más crítica)

Carga	X-X	Y-Y
Pcm (Tnf)	228.1	228.1
Pcv (Tnf)	61.31	61.31
Pcs (Tnf)	1.95	1.11
Mcm (Tnf-m)	3.2	0.902
Mcv (Tnf-m)	0.733	0.499
Mcs (Tnf-m)	42.907	63.27

Combinaciones	X-X		Y-Y	
	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)
1.4cm+1.7cv	423.57	5.7261	423.57	2.1111
1.25(cm+cv)+cs	363.71	47.82	362.87	65.02
1.25(cm+cv)-cs	359.81	-37.99	360.65	-61.52
0.9cm+cs	207.24	45.79	206.40	64.08
0.9cm-cs	203.34	-40.03	204.18	-62.46

Donde obtenemos

La carga axial ultima (Pu) = 423.57 tnf

$0.1 \cdot f_c \cdot A_g = 0.1 \cdot 350 \cdot 50 \cdot 80 = 140 \text{ tnf} < 423.57 \text{ tnf}$

Entonces se diseñará por flexo compresión

Verificación de esbeltez

Efecto Local

El efecto local de esbeltez en una columna se puede despreciar si se cumple lo siguiente:

$$\frac{KLn}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Los valores de los momentos en las columnas de nuestro edificio, presentan curvatura doble, por lo que en la desigualdad, el segundo miembro siempre será

positivo. Por lo tanto, bastara con verificar que $\frac{Ln}{r} < 34$

Luz libre de la columna = 3.10

$$r_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0853}{0.32}} = 0.516 \text{ m} ; \quad \frac{Ln}{r} = \frac{3.1}{0.516} = 6.00 < 34$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0333}{0.32}} = 0.323 \text{ m} ; \quad \frac{Ln}{r} = \frac{3.1}{0.323} = 9.6 < 34$$

Para corroborar lo mencionado, extraemos los esfuerzos actuantes en la columna

Story	Column	Load	Loc	P (T)	V2(T)	V3(T)	T(T)	M2(T-m)	M3(T-m)
STORY2	C22	CM	0	-228.07	-0.42	-1.4	-0.04	-3.198	-0.902
STORY2	C22	CM	3.26	-224.94	-0.42	-1.4	-0.04	1.35	0.464
STORY2	C22	CV	0	-61.31	-0.23	0.28	-0.011	0.733	-0.499
STORY2	C22	CV	3.26	-61.31	-0.23	0.28	-0.011	-0.174	0.262
STORY2	C22	DINXX MAX	0	1.95	18.92	3.42	3.188	8.115	42.907
STORY2	C22	DINXX MAX	3.26	1.95	18.92	3.42	3.188	3.076	18.798
STORY2	C22	DINXX MIN	0	-1.95	-18.92	-3.42	-3.188	-8.115	-42.907
STORY2	C22	DINXX MIN	3.26	-1.95	-18.92	-3.42	-3.188	-3.076	-18.798
STORY2	C22	DINYY MAX	0	1.11	2.01	26.5	1.562	63.269	4.579
STORY2	C22	DINYY MAX	3.26	1.11	2.01	26.5	1.562	23.166	1.962
STORY2	C22	DINYY MIN	0	-1.11	-2.01	-26.5	-1.562	-63.269	-4.579
STORY2	C22	DINYY MIN	3.26	-1.11	-2.01	-26.5	-1.562	-23.166	-1.962

Y comprobando

$$M1 = -8.115 \text{ tnf} \times \text{m} \quad M2 = 18.8 \text{ tnf} \times \text{m}$$

$$\frac{-8.115}{18.8} = -0.43 \text{ tnf} \cdot \text{m}$$

Efecto Global

El efecto global en un sistema aislado, no se toma en cuenta para el análisis ya que la estructura no está empotrada al suelo, en todo caso este efecto de esbeltez global lo podremos apreciar mejor como esfuerzos de tracción en los aisladores.

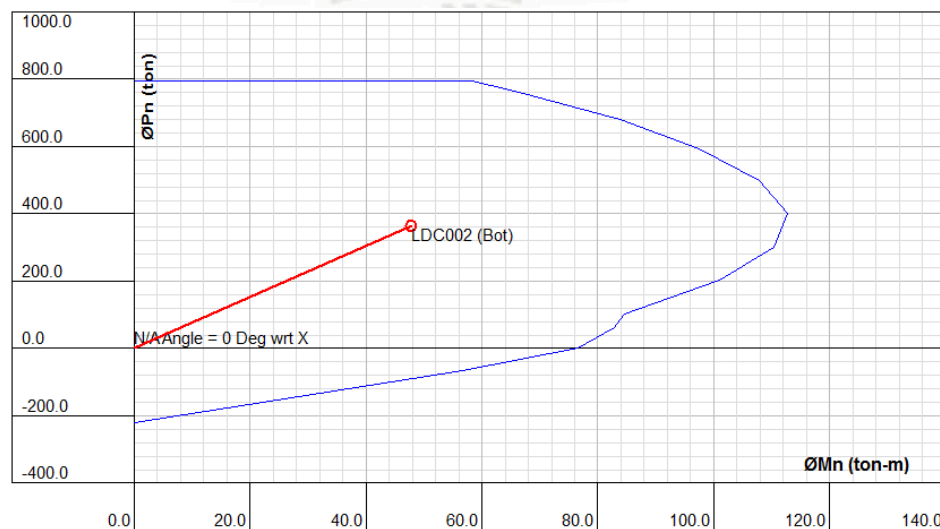
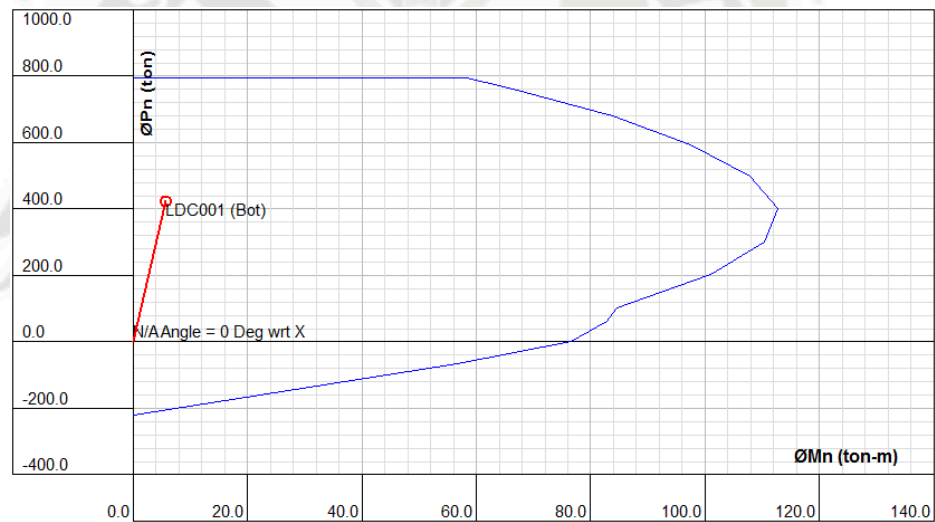
Flexo-compresión de columnas

Para este caso hemos vuelto a colocar 12 ϕ 1" con la sección planteada de 50 x 80 cm nos da una cuantía de 1.5%, haciendo uso del programa CSICOL hemos generado los diagramas de interacción y ubicado las distintas cargas y momentos de las combinaciones.

A continuación se presentan los diagramas de interacción elaborado con el programa CSICOL, a partir de los cuales vamos a ubicar cada una de las combinaciones de diseño establecidas.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN X-X

Combinaciones	X-X	
	Pu(tnf)	Mu (tnf-m)
1.4cm+1.7cv	423.57	5.7261
1.25(cm+cv)+cs	363.71	47.82
1.25(cm+cv)-cs	359.81	-37.99
0.9cm+cs	207.24	45.79
0.9cm-cs	203.34	-40.03



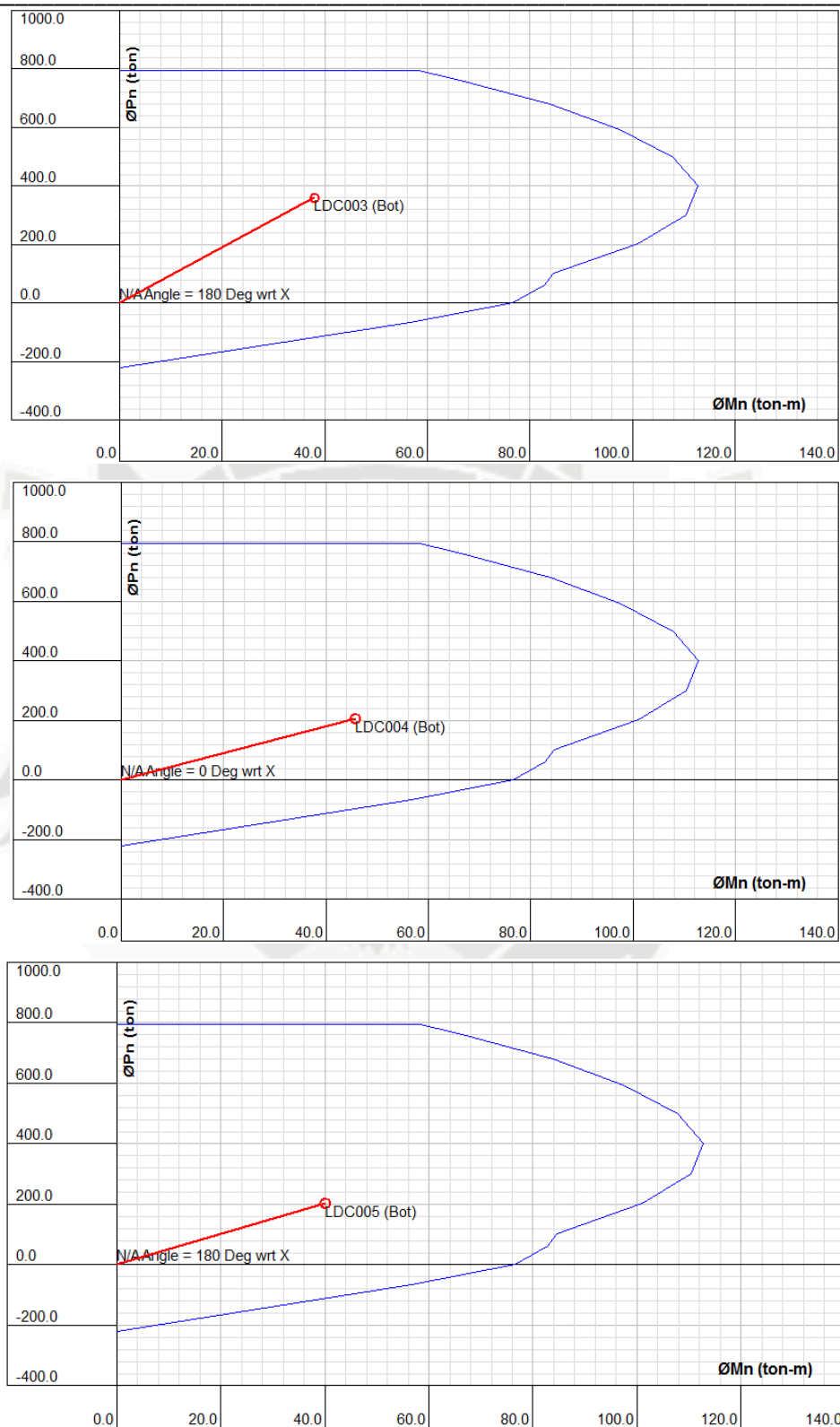
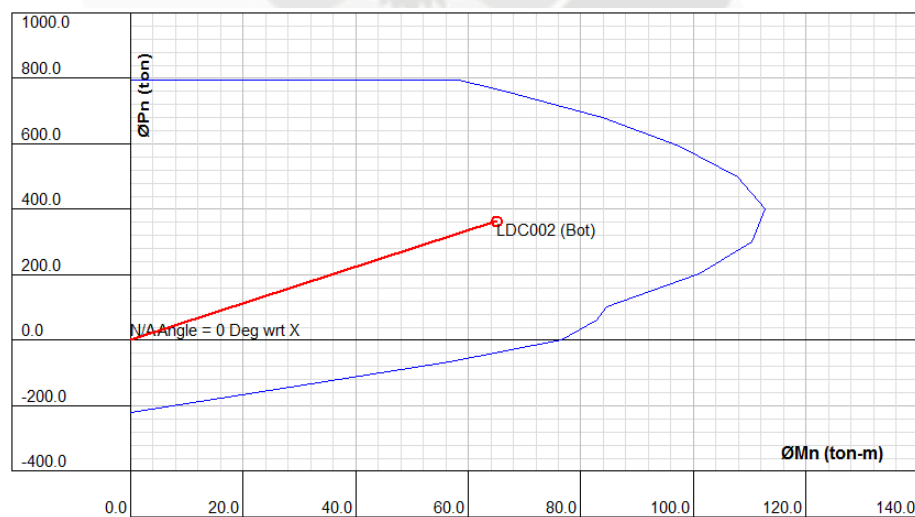
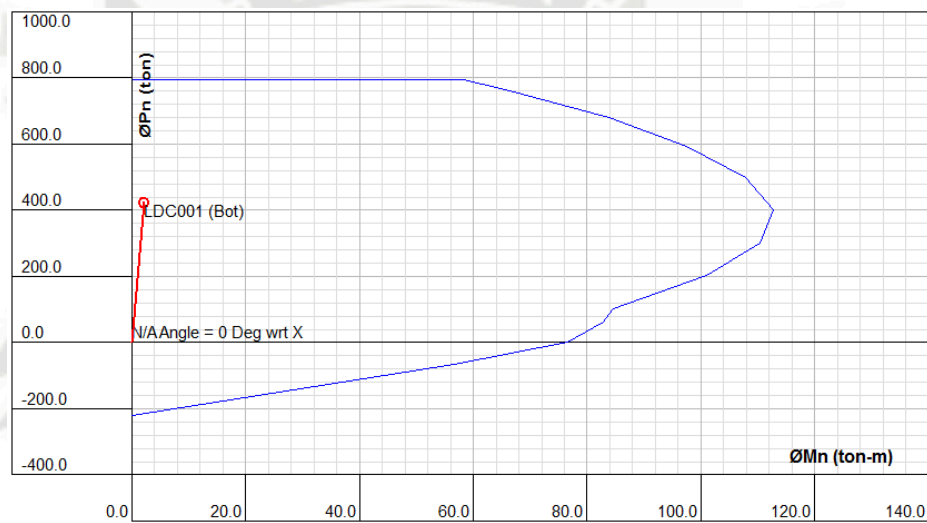


Figura 4.2.1.2.a. Diagrama de interacción cargas en X

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN Y-Y

Combinaciones	Y-Y	
	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)
1.4cm+1.7cv	423.57	2.1111
1.25(cm+cv)+cs	362.87	65.02
1.25(cm+cv)-cs	360.65	-61.52
0.9cm+cs	206.40	64.08
0.9cm-cs	204.18	-62.46



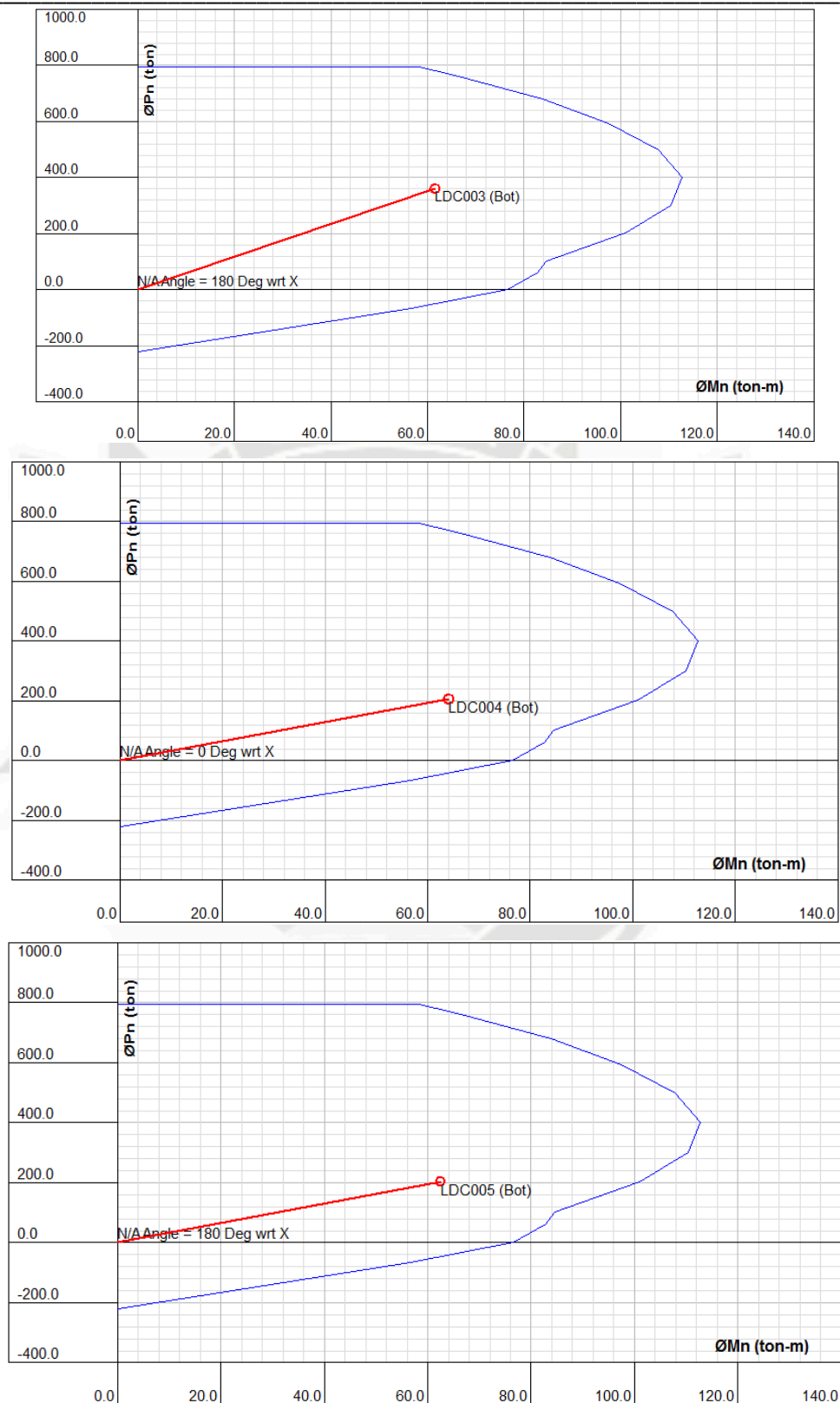


Figura 4.2.1.2.a. Diagrama de interacción cargas en Y

De los diagramas mostrados se observa que las cargas aplicadas son fuerzas axiales y momentos en ambas direcciones (Esto debido a que hemos retiramos las placas), aún así la sección presenta una buena capacidad para admitir a las cargas últimas dándonos incluso algo de holgura

Flexión biaxial

En el caso de las columnas para el sistema aislado, debido a que hemos retirado las placas, los momentos han sido repartidos a las columnas de tal modo que se está generando momento importantes por tal motivo es que vamos hacer una comprobación de la flexión biaxial

PU act	423.57	Tnf
phi	0.7	
fc	350	kgf.cm2
fy	4200	kgf/cm2
Ag	4000	cm2
As	61.2	cm2

$$P_{no} = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f'_y}{1000}$$

$$P_{no} = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f'_y}{1000}$$

$$P_{no} = 1428.833 Tnf$$

$$\phi P_{no} = 1000.183 Tnf$$

De los diagramas de interacción obtenemos

$$\phi P_{nx} = 793 tnf$$

$$\phi P_{ny} = 793 tnf$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{793} + \frac{1}{793} - \frac{1}{1000.183}$$

$$P_u = 656.92 tnf$$

Realizamos verificación

$$R1 = \frac{Pu}{\phi Pno} \geq 0.1$$

$$R1 = \frac{656.92}{1000.183} \geq 0.1$$

$$R1 = 0.66 \geq 0.1$$

$PU > Puact$ Por lo que la columna de 80cmx50cm cumple con la verificación biaxial.

Diseño por cortante

Repetimos

$$V_{max} = 2.6 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot bw \cdot d$$

$$V_{max} = 2.6 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{350} \cdot 80 \cdot 44$$

$$V_{max} = 145.5 \text{tnf}$$

Luego Calculamos el aporte del concreto

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140 \cdot Ag} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{350} \cdot \left(1 + \frac{423.57 \cdot 1000}{140 \cdot 80 \cdot 50} \right) \cdot 80 \cdot 44$$

$$V_c = 26.4 \text{tnf}$$

Observando los resultados obtenidos para las fuerzas cortantes y en cada una de las direcciones de las columnas, se puede decir que la dirección que gobernará en el diseño es la dirección Y, debido a que presenta mayor momento nominal y cortante.

Carga	X-X	Y-Y
Vcm (tnf)	-0.42	-1.4
Vcv(tnf)	-0.23	0.28
Vcs(tnf)	18.92	26.5

Combinaciones	X-X	Y-Y
	Vu(tnf)	Vu(tnf)
1.4cm+1.7cv	-0.98	-1.48
1.25(cm+cv)+cs	18.11	25.10
1.25(cm+cv)-cs	-19.73	-27.90
0.9cm+cs	18.54	25.24
0.9cm-cs	-19.30	-27.76

Primer caso para calcular el cortante

De las combinaciones anteriores Vu=27.90 tnf.

Tenemos $\phi V_c = 22.44 \text{tnf}$

Como $V_u \geq \phi V_c$

Necesitamos estribos

Calculamos VS

$$V_s = \frac{27.90}{0.85} - 26.4 = 6.44 \text{tnf}$$

Ahora el espaciamiento de los estribos

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 74}{6.44} = 69 \text{cm}$$

Segundo caso para calcular el cortante

Analizando el diagrama de interacción correspondiente, mostrado en el diseño por flexo-compresión, se obtiene que los momentos nominales asociados a las cargas axiales últimas:

Mn = 112 ton x m

$$V = \frac{Ma + Mb}{Ln} = \frac{110 + 110}{3.26} = 67.3 \text{tnf}$$

Luego cálculo de Vs

$$V_s = \frac{67.3}{0.85} - 26.4 \rightarrow V_s = 52.7 \text{ton}$$

Ahora espaciamiento de estribos

$$S = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 74}{52.7} = 9\text{cm}$$

Para este caso el espaciamiento nos sale 9cm, finalmente decidimos colocarle 10 cm

Longitud de la zona de confinamiento

Se deberá de considerar el mayor de los siguientes valores

$$Lo1 = h_n/6 = 3.26/6 = 0.54\text{m}$$

Lo2= máxima dimensión = 0.80 m

$$Lo3 = 0.45\text{m}$$

Separación dentro de la zona de confinamiento

Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento "S" que no exceda el menor de los siguientes valores:

$$S1 = \text{mitad de la dimensión más pequeña } 0.5/2 = 0.25\text{m}$$

S2= 0.1 m

Separación fuera de la zona de confinamiento

Fuera de la zona de confinamientos los estribos se colocarán con un espaciamiento "S" que no exceda el menor de los siguientes valores:

$$S1 = 16 \cdot d_b = 16 \cdot 2.54 = 0.40\text{m}$$

$$S2 = \text{menor dimensión} = 0.50\text{m}$$

S3= 0.30m a modo de seguridad se decidió dejarlo en 0.25m

De acuerdo a lo descrito anteriormente la distribución de los estribos, queda definido la siguiente separación

2 ϕ 3/8": 1@5cm, 8@10cm, Rto @0.25cm en cada extremo

Anclaje y empalme por traslape del refuerzo

Por criterios prácticos se ha uniformizado todos los dobleces en 40 cm., que es lo que se necesita para el $\phi 1"$

Para el traslape se utilizara $0.007 \cdot f_y \cdot d_b$, a continuación presentamos un cuadro resumen de las longitudes.

ϕ	L(m)
3/8"	0.30
1/2"	0.35
5/8"	0.40
3/4"	0.50
1"	0.90

Tabla 4.2.1.2.a.

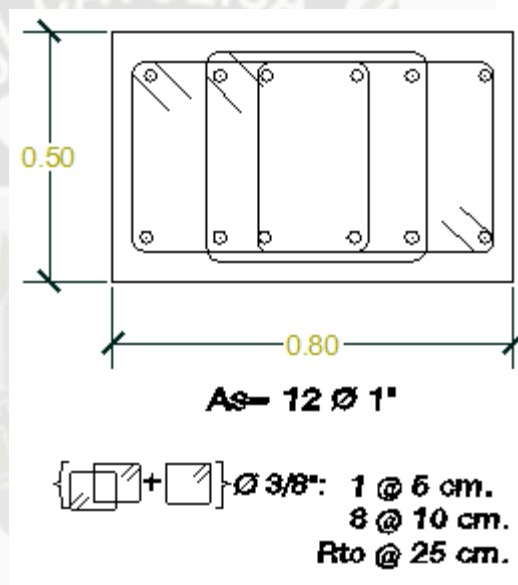


Figura 4.2.1.2.a. Diseño final columna

4.2.2. DISEÑO DE PLACAS

Las placas son elementos que trabajan básicamente bajo la acción de cargas axiales de gravedad y de sismo, así como también por la acción de momentos flectores y fuerzas cortantes. Su diseño es similar al de columnas pero como estos elementos poseen una gran rigidez lateral (debido a su gran longitud) absorben valores significativos de fuerza cortante que a su vez producen grandes momentos.

Diseño por flexo-compresión

Para diseñar un muro de corte sometido a esfuerzos de flexión originados por fuerzas coplanares, lo primero que debe hacerse es definir si el muro es esbelto o si no lo es, según lo indicado en el artículo 15.4.2.1 de la Norma Peruana. Si se cumple la relación: $\text{Altura total de la placa} / \text{Longitud de la placa} = H/L \geq 1$, entonces el muro es esbelto, y de ser así se podrán aplicar los lineamientos generales establecidos para flexo-compresión (artículo 13.7.2 de la Norma), diseñándose el refuerzo vertical en base a la relación de la carga axial y del momento, con el uso de los diagramas de interacción. El procedimiento a seguir sería colocar un refuerzo inicial, procurando que el refuerzo repartido sea mayor o igual que el mínimo exigido por la Norma y procurando también que se concentre mayor refuerzo en los extremos (núcleos), para posteriormente verificar que las fuerzas axiales y momentos actuantes cumplan con estar dentro del diagrama de interacción generado. Si no se cumpliera esto, se deberá aumentar el área del refuerzo vertical y volverse a generar otro diagrama de interacción.

Si en cambio se cumple que $H/L < 1$, se estaría hablando de un muro definido como poco esbelto. Si a esto se le suma que las cargas axiales son poco significativas, para su diseño no se podrán usar los lineamientos establecidos para flexo-compresión, sino que se diseñará calculando el área de acero en el extremo a tracción haciendo uso de la fórmula: $M_u = \phi A_s f_y Z$, donde Z está en función de la altura y de la longitud de la placa.

Adicionalmente, la Norma exige en este capítulo que el refuerzo de los núcleos de los extremos de las placas se confinen con estribos como en el caso de columnas y que sus empalmes se diseñen en tracción.

Diseño por cortante

Al diseñar por cortante las placas, lo que se debe buscar, de acuerdo a las recomendaciones de diseño antisísmico, es que éstas tengan una mayor resistencia al cortante que a la flexión, de tal modo que si el elemento fallara, esta falla sea por flexión, la cual es una falla dúctil, y no por cortante, la que sería una

falla frágil. Por esta razón, la Norma Peruana nos presenta una fórmula (15.4.3.4) para el cálculo del

V_u de diseño, en la que se amplifica el mayor valor de los cortantes obtenidos de las combinaciones de diseño, por unos factores que a continuación se presentan:

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \cdot W_\gamma$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante de diseño.

V_{ua} = Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ur} = Momento Nominal de la sección, asociado a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

M_{ua} = Momento flector proveniente del análisis.

W_γ = Factor de amplificación dinámica dependiente del número de pisos de la edificación.

Calculado el valor del cortante de diseño en cada nivel, se procede a diseñar el refuerzo horizontal de la placa considerando lo siguiente:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

Donde: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot t \cdot d$, siendo $d = 0.8 L$

De darse el caso que V_u exceda al valor de ϕV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por cortante, cuya área de acero deberá cumplir con lo siguiente:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}, \text{ donde:}$$

S = espaciamiento de los estribos.

A_v = Área de ambas ramas del estribo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Peralte efectivo.

Refuerzo horizontal y vertical mínimo

La cuantía del refuerzo horizontal (ρ_h), deberá ser mayor o igual a 0.0025 y el espaciamiento no excederá de $L/5$, $3t$ ó 45 cm. Ésta deberá anclar en los extremos confinados del muro para poder desarrollar su esfuerzo de fluencia.

La cuantía del refuerzo vertical (ρ_v) deberá ser mayor o igual a:

$$\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 \cdot \left[2.5 - \frac{H}{L} \right] \cdot (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025, \text{ sin necesitar ser mayor que}$$

el refuerzo horizontal requerido. El espaciamiento no deberá ser mayor que $L/3$, $3t$ ó 45 cm .

4.2.2.1. EJEMPLO DISEÑO DE UNA PLACA

Comentarios generales

Por lo expuesto en el capítulo del análisis sísmico, el edificio aislado, no contiene placas ya que en este caso no se requiere rigidizar la estructura para cumplir con los requerimientos de distorsiones planteados por la norma. (Esto está expuesto y explicado en el comportamiento del sistema aislado).

Por tal motivo es que se está diseñando como ejemplo una sola placa.

Diseño por flexo-compresión

A continuación se mostrará como ejemplo el diseño de la placa P-1 (2.3x0.25) que se encuentra ubicada entre los ejes D -2

Para que las placas sean considerados como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexo-compresión, la norma E060 establece que la relación entre la altura total de la placa y su longitud debe ser mayor que 1.

Verificando esta condición en la placa, observamos que satisface la exigencia:

$$H=30\text{m} \quad L=2.3\text{m} \quad H/L=13.04 \quad \text{cumple}$$

Al igual que en las columnas elegimos tentativamente, una distribución de acero de refuerzo: el refuerzo vertical se distribuirá uniformemente a lo largo de la longitud del muro (la norma indica que la separación máxima entre elementos verticales es de 0.25m) y se concentrará en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa con cargas importantes (a estas zonas se les denomina núcleos)

La distribución que se está aplicando es

En los núcleos confinados $6\phi 1"$ y $4\phi 3/4"$

En el alma: Refuerzo vertical de $2\phi 3/8" @ 0.25\text{m}$

Diagrama generado por el programa ETABS

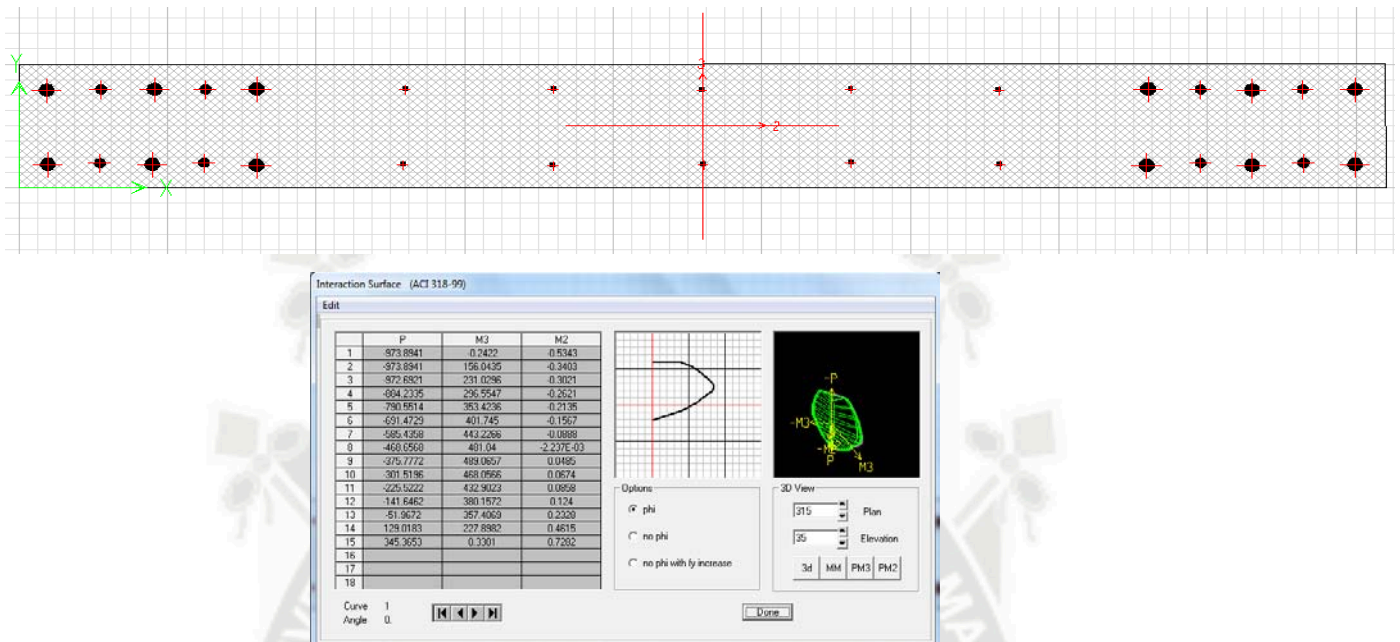


Figura 4.2.2.1.a. Modelamiento de placa con programa ETABS

Los valores que construyen el diagrama de interacción los descargamos a una hoja de Excel y generamos una mejor gráfica en la que ubicaremos los esfuerzos generados de las combinaciones de diseño.

Extraemos las cargas actuantes en la placa (la hemos elegido ya que de las 4 PL-1 que existen es la más crítica)

Carga	X-X	Y-Y
Pcm (tnf)	94.27	94.27
Pcv (tnf)	9.76	9.76
Pcs (tnf)	89.15	74.22
Mcm (tnf-m)	0.73	-21.118
Mcv (tnf-m)	0.152	-5.199
Mcs (tnf-m)	282.67	30.162
Vcm (tnf)	-8.23	0.32
Vcv (tnf)	-1.97	0.07
Vcs (tnf)	72.21	8.15

Combinaciones	X-X			Y-Y		
	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)	Vu(tnf)	Pu(tnf)	Mu(tnf-m)	Vu(tnf)
1.4cm+1.7cv	148.57	1.2804	-14.87	148.57	-38.4035	0.57
1.25(cm+cv)+cs	219.19	283.77	59.46	204.26	-2.73	8.64
1.25(cm+cv)-cs	40.89	-281.57	-84.96	55.82	-63.06	-7.66
0.9cm+cs	173.99	283.33	64.80	159.06	11.16	8.44
0.9cm-cs	-4.31	-282.01	-79.62	10.62	-49.17	-7.86

A continuación presentaremos los diagramas de interacción elaborados Excel pero con los datos del ETABS, así como la ubicación de los esfuerzos generados por las combinaciones de diseño para ambas direcciones

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN X-X

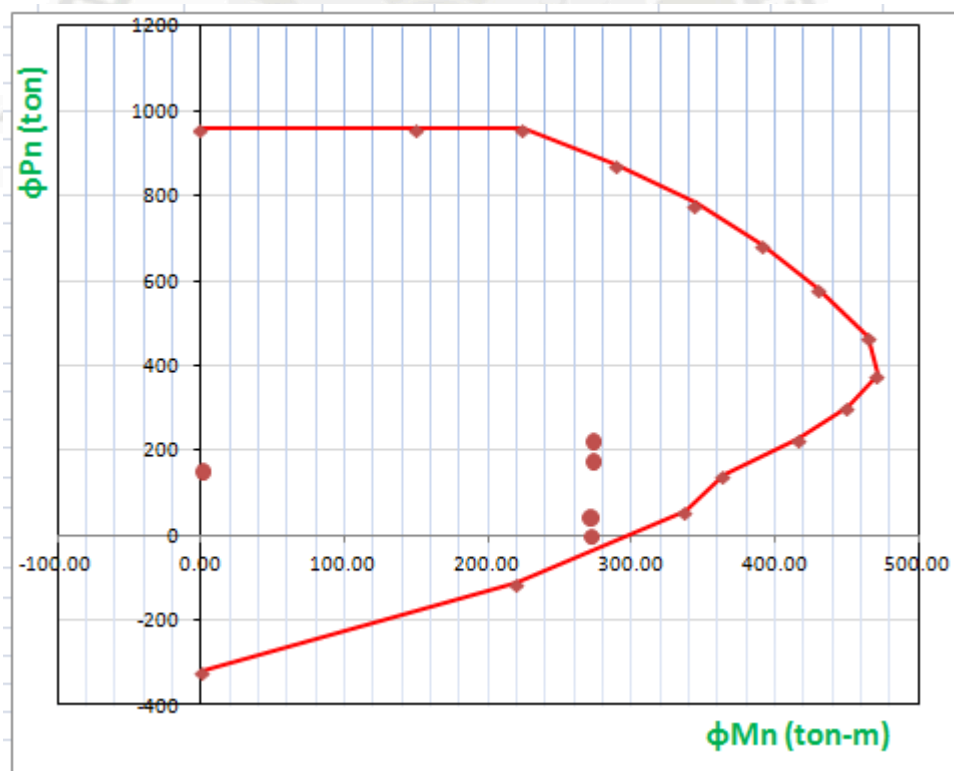


Figura 4.2.2.1.a. Diagrama de interacción de placa eje X

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN Y-Y

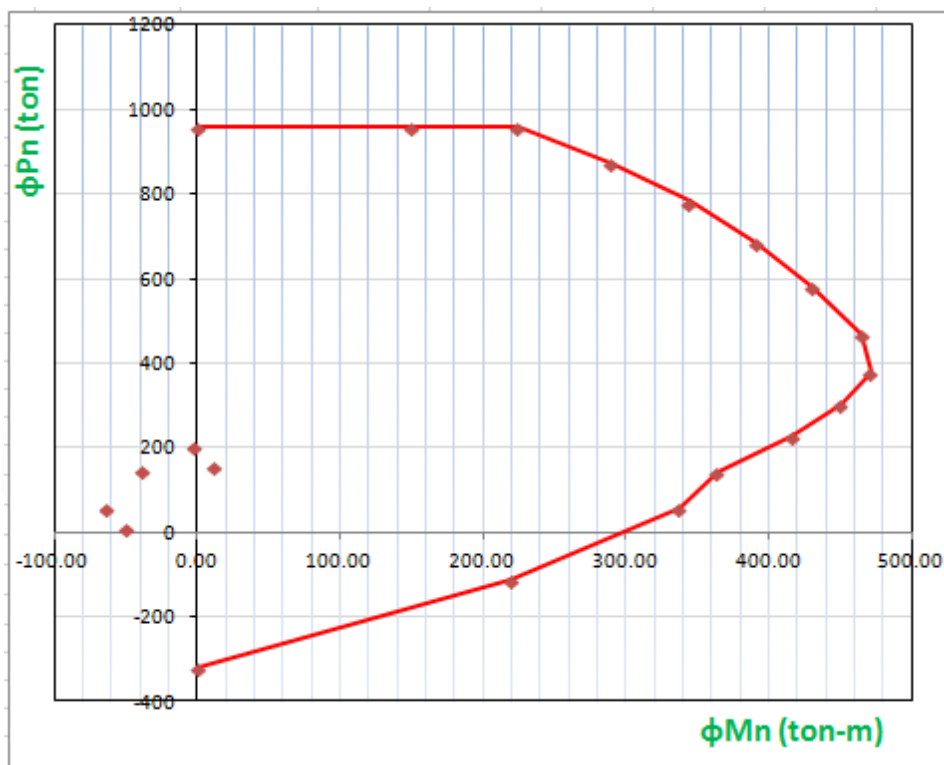


Figura 4.2.2.1.b. Diagrama de interacción de placa eje Y

Verificamos que los puntos (P_u, M_u), correspondientes a las combinaciones de diseño se encuentran dentro de la curva de diseño del diagrama.

Diseño por cortante

El cortante de diseño debe de cumplir con la siguiente condición

$$V_u \leq \phi V_n, \text{ donde } V_n = V_c + V_s \leq 2.6 \cdot t \cdot d \cdot \sqrt{f_c}; \quad d=0.8L$$

$$V_n = 2.6 \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 2.3 \sqrt{350}$$

$$V_n = 223.8 \text{ tnf}$$

El cortante resistido por el concreto se podrá evaluar con la siguiente expresión

$$V_c = 0.53 \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 230 \cdot \sqrt{350}$$

$$V_c = 45.6 \text{ tnf}$$

Del diagrama de interacción se obtiene que el máximo momento nominal es 420 tnf*m, correspondiente a la carga de 219 tnf. (Combinación: $1.25(c_m + c_v) + c_s$) y el cortante correspondiente a esta misma combinación es 59.46 tnf, por lo tanto:

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \cdot W_\gamma ; \quad W_\gamma = 1.3 + \frac{n}{30} \quad n = \text{número de pisos} \quad W_\gamma = 1.57$$

$$V_u = 59.46 \cdot \left(\frac{420}{283.77} \right) \cdot 1.57$$

$$V_u = 138.17 \text{ tnf}$$

También

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 223.8$$

$$\phi V_n = 190.23$$

Con lo que se comprueba que este valor cumple con la condición $V_u \leq \phi V_n$

Como V_u excede a ϕV_c se colocará un refuerzo horizontal por corte

Cálculo de V_s

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{138.17}{0.85} - 45.6$$

$$V_s = 116.96 \text{ tnf}$$

Ahora el espaciamiento

$$S = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 0.8 \cdot 230}{116.96 \cdot 1000} = 9.51 \text{ cm}$$

Refuerzo horizontal mínimo

Calculamos el refuerzo horizontal mínimo

$$T = 0.25 \text{ m}$$

$$H = 30.15 \text{ m}$$

$$L = 2.3 \text{ m}$$

Tomando como cuantía mínima 0.0025 especificada por la norma tenemos un área de acero

$$A_s = 0.0025 \cdot 3015 \cdot 25$$

$$A_s = 188.44 \text{ cm}^2$$

Utilizando acero de 3/8"

$$\frac{2 \cdot 0.71}{188.44} \cdot 3015 = 22.71 \text{ cm} = \phi 3/8" @ 20 \text{ cm}$$

Hallando nueva cuantía para calcular el refuerzo mínimo vertical

$$\frac{2 \cdot 0.71}{20 \text{ cm}} \cdot 3015 = 214.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{214.65}{3015 \cdot 25} = 0.00284$$

Refuerzo vertical mínimo

$$\rho = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{3015}{230} \right) (0.00284 - 0.0025)$$

$$\rho = 0.00069$$

$$\text{Asmín.} = 0.00069 \cdot 230 \cdot 25$$

$$\text{Asmín.} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Finalmente por motivos que los pares (P_u, M_u) correspondientes a los pisos superiores se van alejando de la curva, eso indica que la armadura satisface holgadamente dichos requerimientos, por tal razón se procedió a cambiar el arreglo del refuerzo con el fin de optimizar el diseño. Para el diseño de los pisos superiores se procedió de la misma manera.

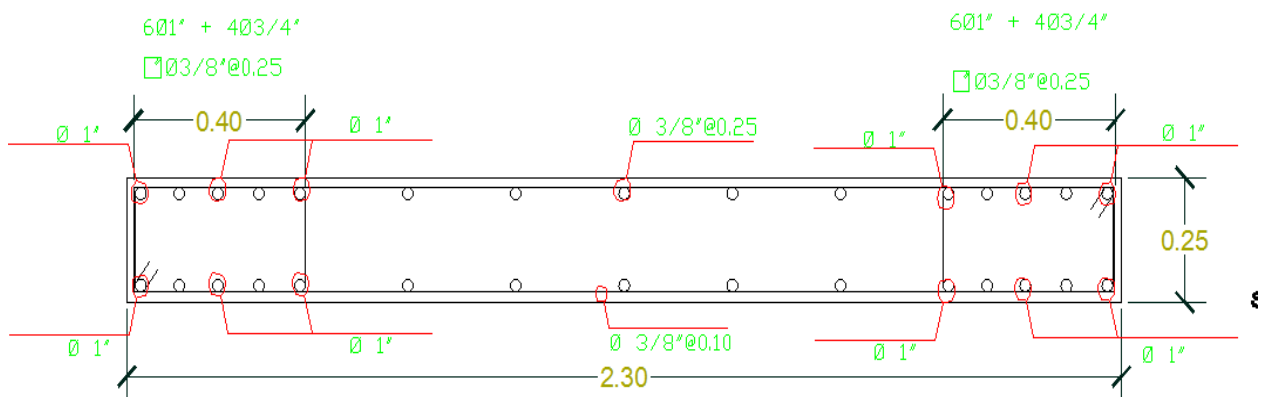
El diseño final de la placa PL-1 es el siguiente:

En el Sótano y 1er piso

En los núcleos confinados $6\phi 1''$ y $4\phi 3/4''$

En el alma: Refuerzo vertical $2\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$

Refuerzo horizontal $2\phi 3/8'' @ 0.10 \text{ m}$

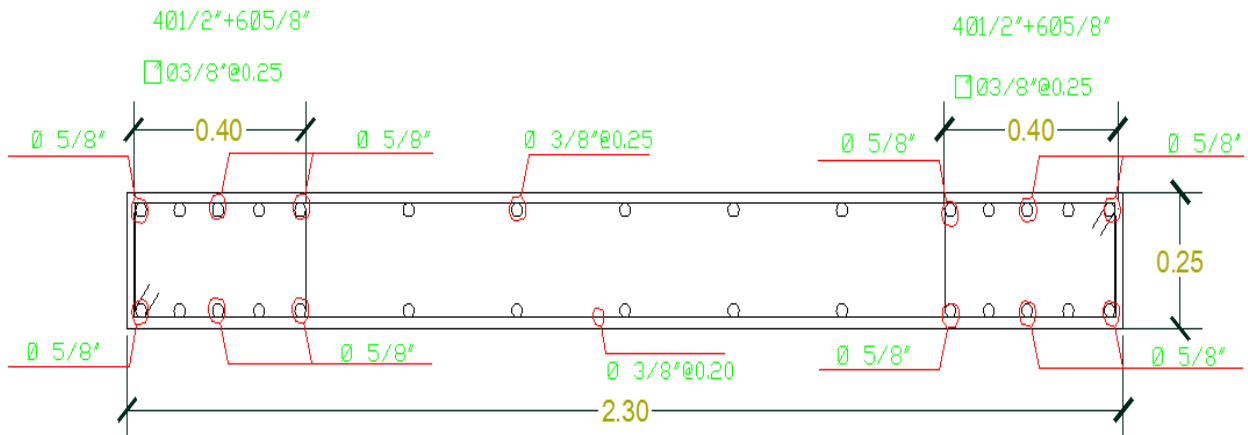


Del 2do-5to piso

En los núcleos confinados $6\phi 5/8"$ y $4\phi 1/2"$

En el alma: Refuerzo vertical $2\phi 3/8" @ 0.25m$

Refuerzo horizontal $2\phi 3/8" @ 0.20m$



En el 6to y 7mo piso

En los núcleos confinados $6\phi 1/2"$ y $4\phi 3/8"$

En el alma: Refuerzo vertical $2\phi 3/8" @ 0.25m$

Refuerzo horizontal $2\phi 3/8" @ 0.20m$

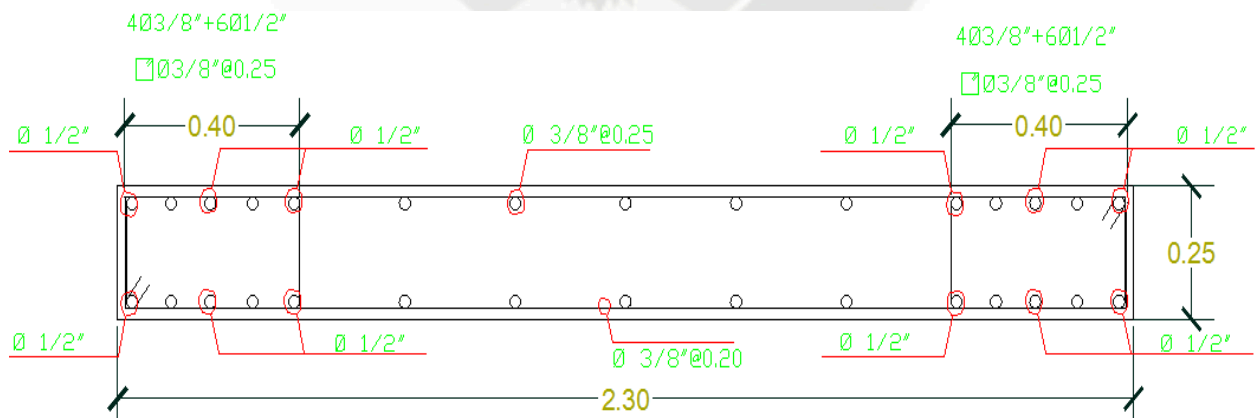


Figura 4.2.2.1.b. Diseño final Placa PL1

4.2.3. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

COMENTARIOS GENERALES

Por tratarse de un elemento único para ambos modelos se hizo como ejemplo el diseño de un solo muro.

Los muros de contención son estructuras que sirven para contener terreno u otro material en desnivel. Son usados para estabilizar el material confinado evitando que desarrollen su ángulo de reposo natural.

Como se está analizando esta estructura en la ciudad de Arequipa, los datos necesarios para el análisis de muros de contención han sido aportados por la empresa AUREUM constructores SAC, la cual se dedica al rubro de construcción de muros de contención entre otros en la ciudad.

$$\gamma = 1900 \text{ Kg. / m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

MURO DE SÓTANO

Este tipo de muro se caracteriza por tener como apoyo adicional al cimiento, la losa del techo del sótano. Debido a que está apoyado en ambos extremos, no se puede voltear. Este tipo de muro, no tiene un empuje activo, sino el empuje de los suelos en reposo y se calcula con la siguiente fórmula:

$$E = 0.65 C_a \gamma H$$

El empuje de la sobrecarga se calcula con la fórmula:

$$E_s/c = C_a W_s, \text{ donde}$$

W_s es el valor de la carga viva.

El valor de C_a se calcula con la siguiente fórmula:

$$C_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

Definidas las fórmulas para el cálculo de los empujes actuantes en los muros de sótano, se procederá a mostrar el cálculo realizado para diseñar uno de estos muros.

4.2.3.1. EJEMPLO DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

La altura tomada (H) para reemplazar en la fórmula del empuje (E) fue de 4.49 m.
Por otro lado, el valor de Ca fue de:

$$Ca = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} \rightarrow Ca = 0.33$$

Cálculo del empuje

$$E = 0.65 \times 0.33 \times 1.9 \times 4.49 = 1.8 \text{ Tnf/m}$$

Cálculo del empuje ocasionado por cargas colindantes al MC

Considerando que el factor de sobrecarga es 250kg/m ya que lo que predomina principalmente en el perímetro de la edificación son estacionamientos, entonces tenemos

$$Es/c = 0.33 \times 0.25 = 0.08 \text{ Tnf / m}$$

Empuje total

$$E \text{ total} = E + Es/c = 1.8 + 0.08 = 1.9 \text{ Tnf / m}$$

Al amplificar las cargas por el factor de carga viva de 1.7, se obtuvo:

$$E \text{ total amplificado} = 1.7 \times 1.9 = 3.23 \text{ Ton / m.}$$

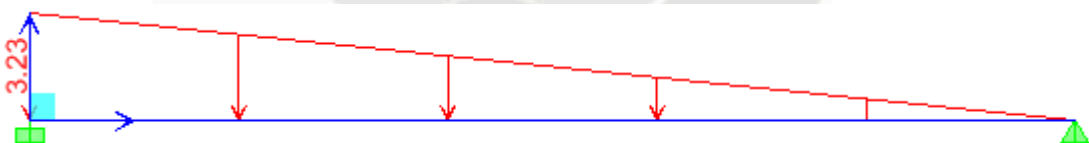


Figura 4.2.3.a. Carga distribuida en muro de contención

Diseño por flexión

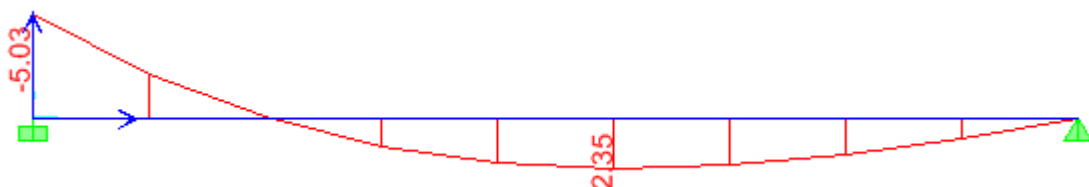


Figura 4.2.3.b. DMF en muro de contención

Haciendo la modelación respectiva un obtenemos un momento flector de 5.03 Tnf x m., seguidamente calculamos el área de acero

$$k_u = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{5.03 \times 10^5}{100 \times 30^2} = 5.6 \rightarrow \rho = 0.16\% \rightarrow A_s = 0.0016 \times 100 \times 30 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Una distribución que cumple con esta área de acero es $\phi 3/8" @ 12.5 \text{ cm}$

Acero mínimo vertical

Con respecto al refuerzo vertical de los muros, la Norma Peruana nos exige colocar un fierro mínimo del orden de $0.0015 b t$, pudiéndose distribuir igualmente un porcentaje en la cara interior y un porcentaje en la cara exterior. Como el refuerzo interior es importante (ya ha sido calculado en el ítem anterior), suele suceder que el refuerzo de la cara exterior es pequeño. Sin embargo, suponiendo que se deba colocar la mitad del $0.0015 b t$ en la cara exterior, se tendría que cumplir con un área de acero de: $1.875 \text{ cm}^2/\text{m.}$, y colocando $\phi 3/8" @ 25 \text{ cm}$. Se cumple holgadamente.

Acero mínimo horizontal

Con respecto al refuerzo horizontal de los muros, la Norma Peruana exige un fierro mínimo por temperatura, el cual debe satisfacer la siguiente fórmula: $0.002 b t$ (total en la sección), pudiéndose distribuir un porcentaje en la cara interior y otro en la exterior (generalmente 50 % y 50 %). Basándonos en este criterio, se decidió colocar como refuerzo horizontal: doble malla de $\phi 3/8" @ 25 \text{ cm}$

Diseño por cortante

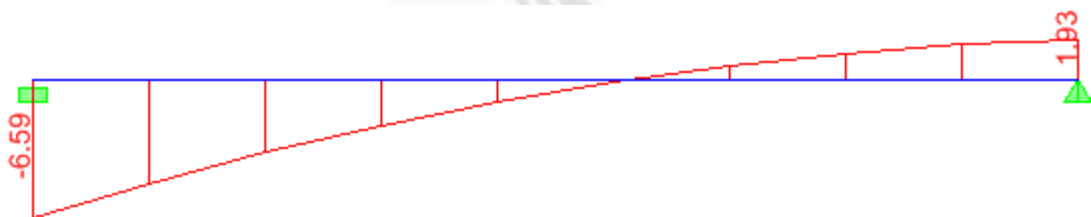


Figura 4.2.3.c. DFC muro de contención

El valor del cortante generado por el empuje lateral del terreno a d de la cara, el cual fue de: 6.17 Tnf.

Calculando la resistencia del concreto se obtuvo que éste resista:

$$V_c = 0.53 \times (280^{(1/2)}) \times 100 \times 26 = 23060 \text{ Kg,}$$

$$\phi V_c = 19.60 \text{ tnf}$$

Comparando $\phi V_c \geq V_u$, cumple holgadamente el diseño.

Si se decidió colocar de espesor 0.30m a los muros de contención es por darnos algo de holgura en el cortante porque aparte del cortante generado por la presión de tierra, estos cargan algo de losa maciza (ver detalle en planos de cimentación), y por ello reciben una pequeña fuerza cortante proveniente del sismo.

	Cortante en x (tnf)	Cortante en y(tnf)
MC	12.04	0.29
MC	7.97	1.04
MC	2.66	1.83
MC	1.14	0.37
MC	0.75	0.33
MC	0.97	1.87
MC	1.82	1.5
MC	0.92	1.78

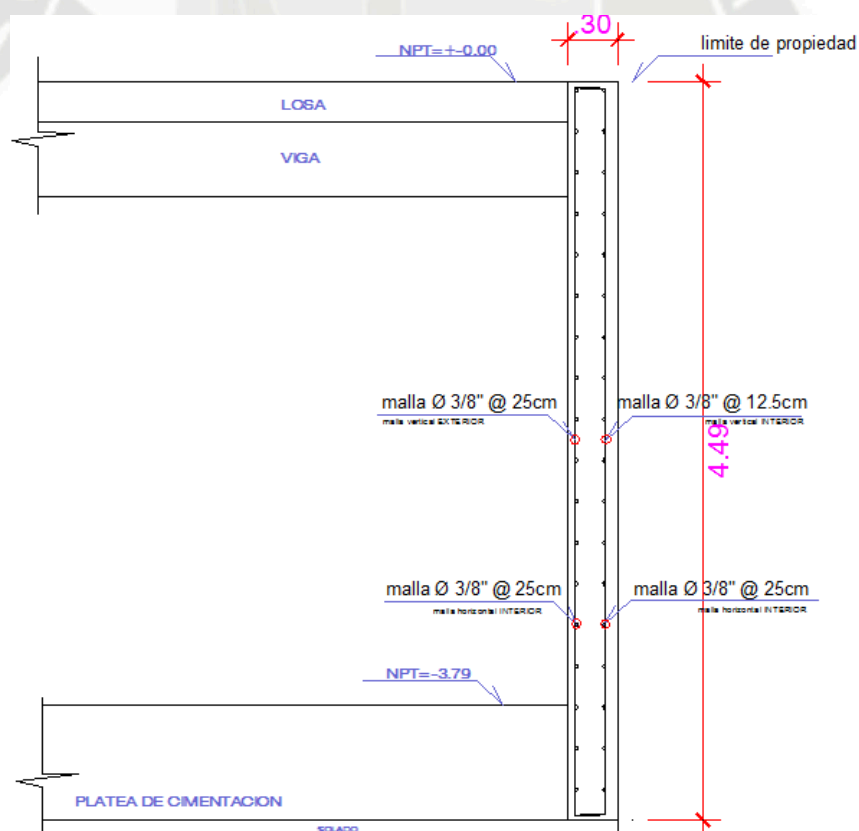


Figura 4.2.3.d. Diseño final MC

4.3. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Comentarios generales

Para las cimentaciones de esta edificación, se realizó primeramente un diseño de zapatas aisladas y se comprobó que el área que comprendían estas zapatas era mayor que el 50 % del área total del edificio, así que se optó finalmente por una losa de cimentación para ambos modelos (convencional y aislado), más adelante se hará una breve comprobación.

4.3.1. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación es el elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. Como la resistencia del suelo es menor a la del concreto, la cimentación debe poseer un área mayor a su respectiva columna o muro a fin de reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

Los datos necesarios para poder realizar el diseño de la cimentación

- Perfil del suelo : Tipo S1
- Presión admisible del terreno : 1.5 kg/cm²
- Peso unitario del suelo : 1.90 ton/m³
- Angulo de fricción del terreno :30°

Al igual que en el diseño de zapatas aisladas el diseño de una platea de cimentación consiste en:

Verificación por carga última

$$q_u = \frac{1.4 \cdot P_d + 1.7 \cdot P_l}{A_{losa}}; \text{ Se debe de cumplir que } q_u \leq q_{adm}$$

Donde:

- q_u = Es la capacidad de carga última
- q_{adm} = Es la capacidad de carga admisible del suelo
- P_d = Carga muerta amplificada resultante de las combinaciones de diseño

- P_v = Carga viva amplificada resultante de las combinaciones de diseño
- A_{losa} = Área de la losa

Verificación por cortante

Se tiene que cumplir lo siguiente $V_u \leq \phi V_c$

Aporte del concreto $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

El cortante último generado a una distancia d de la columna $V_u = q_u \cdot d \cdot 1$

Se tiene que cumplir lo siguiente $V_u \leq \phi V_c$

Verificación por punzonamiento

Determinamos el esfuerzo de corte en el perímetro crítico con la siguiente fórmula

$$V_c = \left(0.53 \cdot \frac{1.1}{\beta_o} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2(b + d_{prom}) + 2(t + d_{prom})$$

$$\beta_o = \frac{L_{adolargo}}{L_{adocorto}}$$

Diseño por flexión

La cantidad de acero (A_s) necesaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión

$A_s = \rho \cdot b \cdot d$ donde:

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último.

$d = h - 8\text{cm}$

b = Tomaremos 1m de ancho

La cuantía de acero se desprende de tablas de diseño, presentadas en diversos libros de concreto armado, para diferentes resistencias de concreto, lo que permite rapidez en el diseño

$$K_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2} \rightarrow \rho$$

Donde:

Mu = Momento amplificado obtenido del DMF (Se utilizó el programa SAFE para calcular los momentos últimos.

4.3.1.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN EDIFICIO CONVENCIONAL

A modo de corroborar la elección planteada de cimentación, se hará un breve cálculo de las áreas de las zapatas en el terreno

Para todas las zapatas se calculó las áreas aproximadas de la siguiente manera

$$A_z = \frac{(CM + CV) * 1.07}{q_{adm}}$$

Load	FZ	Área m2	Dimensiones		
PL-5	132.12	11.01	3.32	B (m)	3.5
	22.24			L(m)	3.5
PL-3	180.42	15.08	3.88	B (m)	4
	30.96			L(m)	4
C-18	138.97	12.48	3.53	B (m)	3.5
	36.03			L(m)	3.5
C-22	271.24	24.90	4.99	B (m)	5
	77.83			L(m)	5
C-19	129.83	11.67	3.42	B (m)	3.5
	33.78			L(m)	3.5
C-23	242.91	22.86	4.78	B (m)	5
	77.6			L(m)	5
PL-6	117.76	9.79	3.13	B (m)	3.5
	19.54			L(m)	3.5
PL-4	179.89	15.36	3.92	B (m)	4
	35.5			L(m)	4
PL-2	132.28	10.77	3.28	B (m)	3.5

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SÓTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

	18.65			L(m)	3.5
MC	13.97	1.07	1.03	B (m)	1
	0.98			L(m)	1
MC	20.55	1.58	1.26	B (m)	1.5
	1.63			L(m)	1.5
MC	20.8	1.60	1.26	B (m)	1.5
	1.61			L(m)	1.5
MC	10.39	0.79	0.89	B (m)	1
	0.75			L(m)	1
MC	19.64	1.50	1.23	B (m)	1.5
	1.41			L(m)	1.5
MC	35.72	2.73	1.65	B (m)	1.5
	2.56			L(m)	1.5
MC	57.68	4.47	2.11	B (m)	2
	4.97			L(m)	2
PL-1	118.91	9.49	3.08	B (m)	3
	14.19			L(m)	3
C-42	199.92	16.58	4.07	B (m)	4
	32.46			L(m)	4
C-43	198.56	16.67	4.08	B (m)	4
	35.13			L(m)	4
MC	9.23	0.71	0.84	B (m)	1
	0.66			L(m)	1
PL-3	158.18	13.14	3.62	B (m)	3.5
	25.98			L(m)	3.5
PL-4	102.36	8.74	2.96	B (m)	3
	20.19			L(m)	3
PL-5	55.28	4.61	2.15	B (m)	2.5
	9.41			L(m)	2.5
PL-6	51.92	4.32	2.08	B (m)	2
	8.68			L(m)	2

El área total del terreno es 344m²

El área total de las zapatas es 221.94m²

Dándonos el área de las zapatas como resultados más del 60% del área del terreno total.

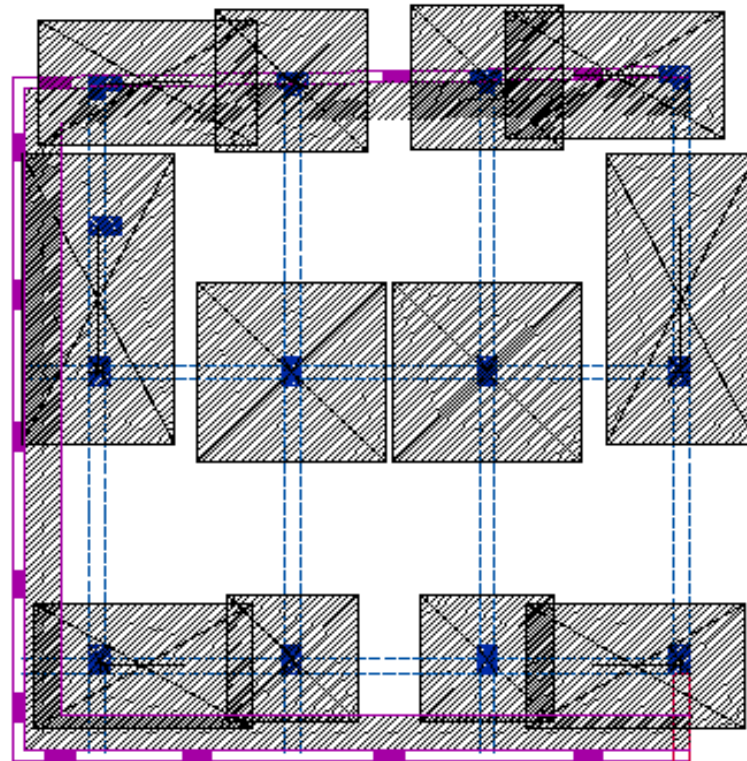


Figura 4.3.1.1.a. Área de Zapatas aisladas

Una vez comprobado lo anterior, pasamos al diseño de la platea de cimentación

Lo que vamos a realizar primero es un **pre-dimensionamiento** de la losa de cimentación

Pd	2598.51	tnf
Pl	512.78	tnf
Pd+Pl	3111.29	tnf
qadm	1.5	kg/cm ²
qadm	15	tnf/m ²
Alosa	205.72	m²

El área mínima para la losa de cimentación es el área de la estructura, en nuestro caso se trata de un área ligeramente trapezoidal por lo que tenemos

Largo1	19.1	m
Ancho	17.96	m
Largo 2	19.41	m
Alosa	345.8	m2

El espesor la losa de cimentación se calcula con respecto a la longitud de desarrollo

$$Ldg = \frac{318 \times db}{\sqrt{f'c}} = \frac{318 \times 2.54}{\sqrt{280}} = 48.27 \text{ cm} + 7 \text{ cm (de recubrimiento)} = 55.3 \text{ cm},$$

pero hemos trabajado con 70 cm de espesor, porque el chequeo por punzonamiento no nos cumplía, más adelante podremos ver este chequeo.

Verificación por carga última

$$q_u = \frac{1.4 \cdot 2598.51 + 1.7 \cdot 512.78}{345.8} = 13.04 \text{ tnf/m}^2 ; \text{ Y siendo } q_{adm} = 15 \text{ Tnf/m}^2$$

Se cumple que $q_u \leq q_{adm}$

Verificación por cortante

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 62 / 1000$$

$$V_c = 54.99 \text{ tnf}$$

$$\phi V_c = 46.74 \text{ tnf}$$

El cortante último generado a una distancia d de la columna

$$V_u = 13.04 \times \frac{62}{100} \times 1$$

$$V_u = 8.09 \text{ tnf}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Verificación por punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \cdot \frac{1.1}{\beta_o} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad , \quad b_o = 2(b + d_{prom}) + 2(t + d_{prom}) \quad ,$$

$$\beta_o = \frac{Ladolargo}{Ladocorto}$$

$$V_c = \left(0.53 \cdot \frac{1.1}{1.6} \right) \cdot \sqrt{280} \cdot 5.08 \cdot 0.62 \quad , \quad b_o = 2(50 + 62) + 2(80 + 62), \quad \beta_o = \frac{0.8}{0.5}$$

$$V_c = 641.66 \text{tnf}$$

$$\phi V_c = 545.41 \text{tnf}$$

Para el esfuerzo cortante último del perímetro se calculará el cortante generado por el terreno sobre la losa de cimentación en el área circundante a la columna (que se ubica entre los ejes C-3) para compararlo con el cortante ultimo admisible ya determinado, este esfuerzo será determinado utilizando el área de influencia correspondiente a la columna mas cargada

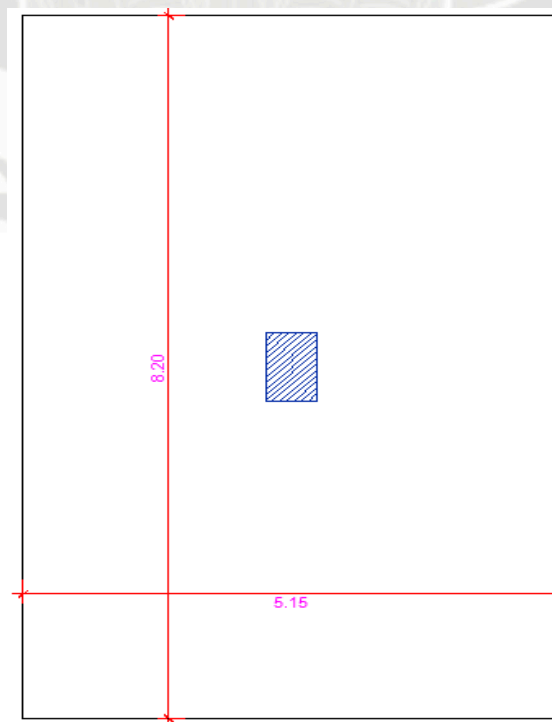


Figura 4.3.1.1.b. Área de influencia zapata

$$A_t = 5.15 \text{ m} \times 8.2 \text{ m} = 42.23 \text{ m}^2$$

$$V_u = \frac{q_u}{A_t - A_o}$$

Donde:

A_t = Área circundante a la columna

A_o = Área de influencia de la columna

Lo anterior podemos resumirlo en la siguiente tabla

dimensiones columna más cargada

b	0.5	m
l	0.8	m

dimensiones zapata

h	0.7	m
d	0.62	m
bo	5.08	m
A_o	1.59	m ²
A_t	42.23	m ²
β_c	1.60	
V_c	641.66	Tnf
ϕV_c	545.41	Tnf
V_u	529.96	Tnf

$$\phi V_c \geq V_u$$

Diseño por flexión

Para el diseño la obtención de los momentos últimos hemos hecho uso del programa SAFE

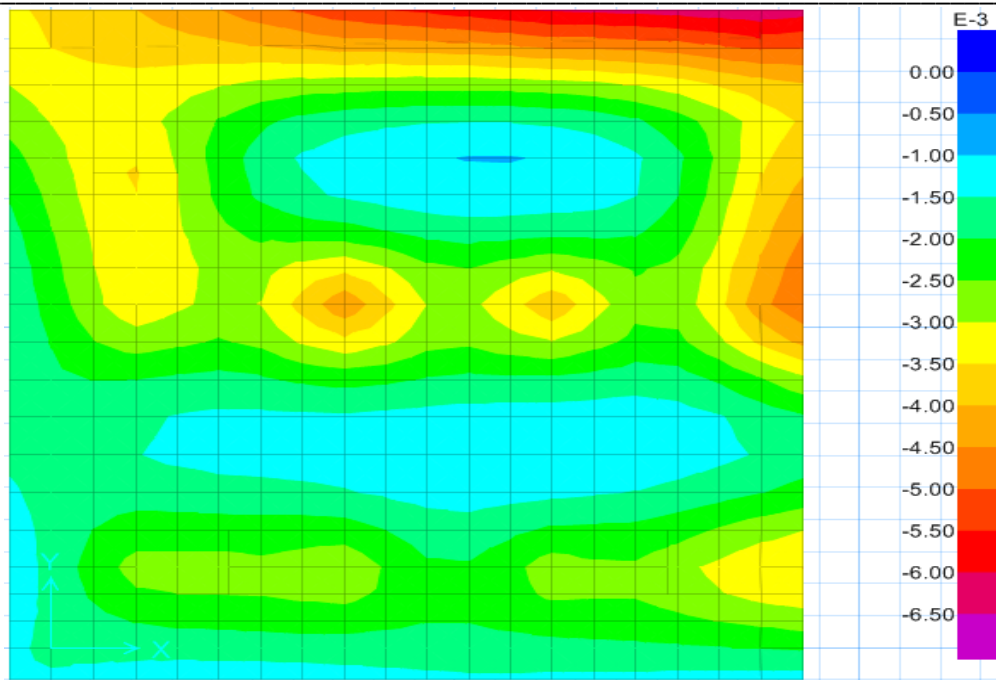


Figura 4.3.1.1.c. Desplazamientos

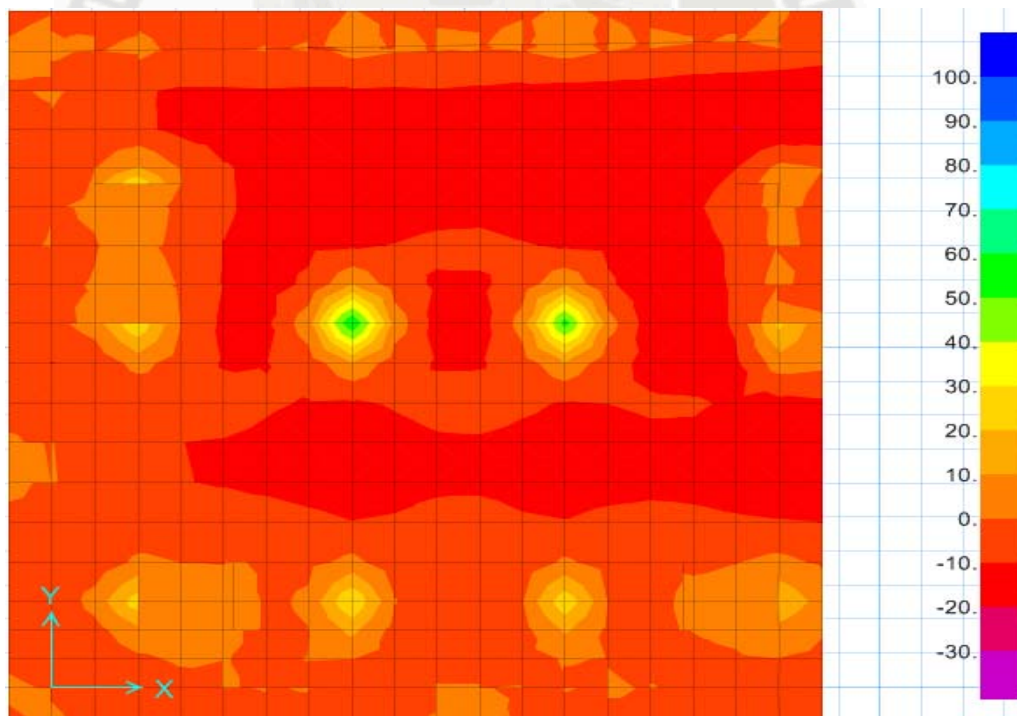


Figura 4.3.1.1.d. Diagrama de momentos

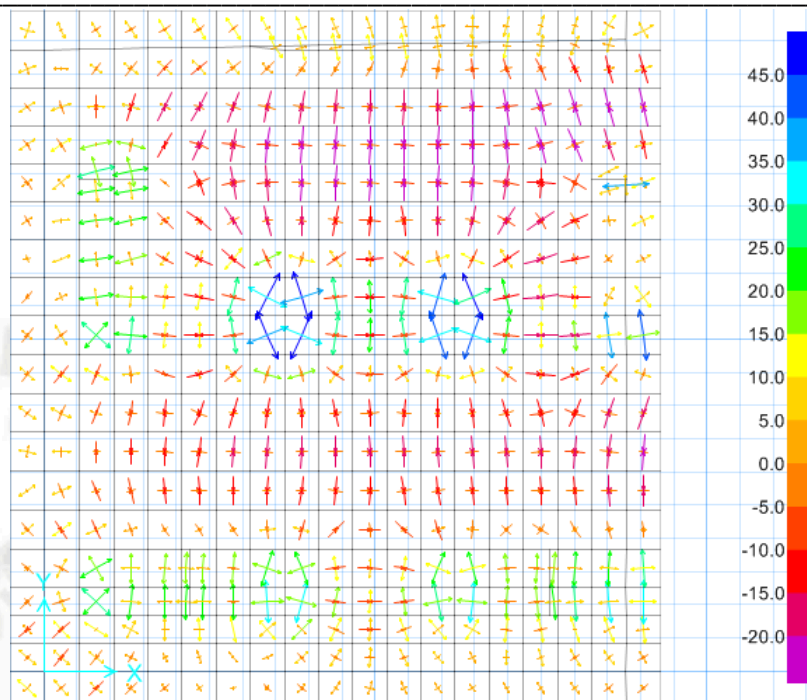


Figura 4.3.1.1.e. Diagrama de momentos expresada con flechas para identificar mejor los MU

De los valores máximos obtenidos se tiene

$$Mu(+) = 43 \text{ tnf x m}$$

$$Mu(-) = 32 \text{ tnf x m}$$

$$b = 100 \text{ cm y } d = 62 \text{ cm}$$

Momentos de la envolvente			ku	Pho	Cálculo acero
Mu(+)	43	tnf x m ---->	11.19	0.304%	18.84cm ²
Mu(-)	32	tnf x m ---->	8.32	0.234%	14.5 cm ²

Para Mu(+) utilizando acero de 3/4" $\rightarrow \frac{2.85}{18.84} \times 100 = 15.13\text{cm}$

Para Mu(-) utilizando acero de 3/4 " $\rightarrow \frac{2.85}{14.5} \times 100 = 19.5\text{cm}$

Hacemos un breve cálculo del Asmín.

$$AS \text{ min} = 0.0018 \times b \times d$$

$$AS \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 62 = 11.16\text{cm}^2$$

Como el acero obtenido es mayor que el mínimo así es como queda finalmente el diseño

Malla superior acero de $\frac{3}{4}$ "@15cm en H y V

Malla inferior acero de $\frac{3}{4}$ "@18cm en H y V

4.3.1.2. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA DE CIMENTACIÓN EDIFICIO AISLADO

A modo de corroborar la elección planteada de cimentación, se hará un breve cálculo de las áreas de las zapatas en el terreno

Para todas las zapatas se calculó las áreas aproximadas de la siguiente manera

$$Az = \frac{(CM + CV) * 1.07}{qadm}$$

Elemento	cargas tnf	FZ	Área m2	Dimensiones		
C-17	CM	127.17	10.77	3.28	B(m)	3.5
	CV	23.85			L(m)	3.5
C-21	CM	202.35	17.27	4.16	B(m)	4.5
	CV	39.73			L(m)	4.5
C-18	CM	168.09	14.80	3.85	B(m)	4
	CV	39.43			L(m)	4
C-22	CM	284.03	25.34	5.03	B(m)	5
	CV	71.21			L(m)	5
C-19	CM	156.65	13.82	3.72	B(m)	4
	CV	37.15			L(m)	4
C-23	CM	252.62	22.99	4.79	B(m)	5
	CV	69.6			L(m)	5
C-20	CM	110.04	9.29	3.05	B(m)	3
	CV	20.19			L(m)	3
C-24	CM	173.35	15.11	3.89	B(m)	4
	CV	38.5			L(m)	4
C-44	CM	138.02	11.47	3.39	B(m)	3.5

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SÓTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

	CV	22.74			L(m)	3.5
MC	CM	14.61	1.13	1.06	B(m)	1
	CV	1.17			L(m)	1
MC	CM	21.86	1.70	1.31	B(m)	1.5
	CV	2.03			L(m)	1.5
MC	CM	22.32	1.74	1.32	B(m)	1.5
	CV	2.14			L(m)	1.5
MC	CM	11.19	0.87	0.93	B(m)	1
	CV	1.05			L(m)	1
MC	CM	20.17	1.55	1.24	B(m)	1.5
	CV	1.54			L(m)	1.5
MC	CM	37.21	2.87	1.69	B(m)	2
	CV	2.97			L(m)	2
MC	CM	56.25	4.40	2.10	B(m)	2
	CV	5.5			L(m)	2
C-41	CM	129.31	10.37	3.22	B(m)	3.5
	CV	16.13			L(m)	3.5
C-42	CM	223.66	18.47	4.30	B(m)	4.5
	CV	35.32			L(m)	4.5
C-43	CM	214.92	18.05	4.25	B(m)	4.5
	CV	38.1			L(m)	4.5
MC	CM	9.54	0.73	0.86	B(m)	1
	CV	0.76			L(m)	1
C-48	CM	22.14	1.75	1.32	B(m)	1.5
	CV	2.41			L(m)	1.5

El área total del terreno es 345m²

El área total de las zapatas es 200.07m²

Dándonos el área de las zapatas como resultados más del 58% del área del terreno total.

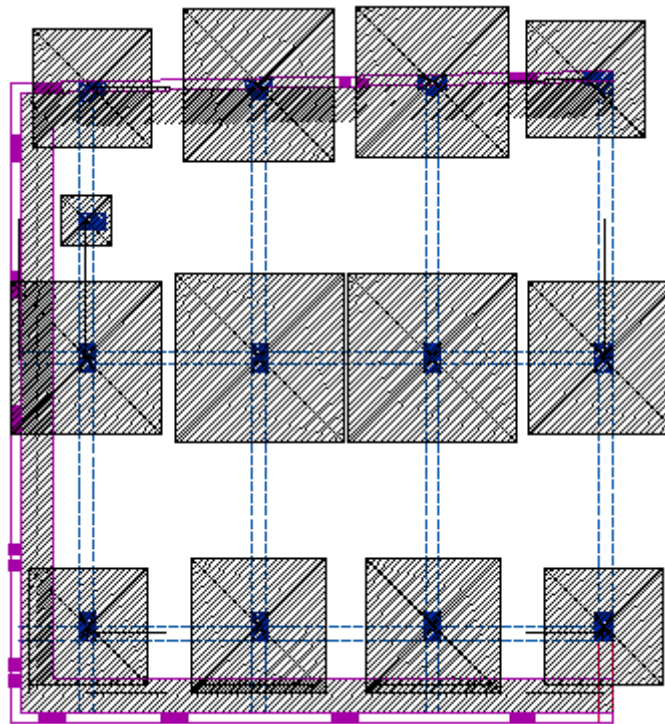


Figura 4.3.1.2.a. Área de zapatas aisladas

Una vez comprobado lo anterior, pasamos al diseño de la platea de cimentación

Pre-dimensionamiento

Al igual que el diseño anterior presentamos:

Pd	2395.5	tnf
Pl	471.52	tnf
Pd+Pl	2867.02	tnf
qadm	1.5	kg/cm ²
qadm	15	tnf/m ²
Alosa	189.43	m²

Una vez más el área mínima para la losa de cimentación es el área de la estructura, en nuestro caso se trata de un área ligeramente trapezoidal por lo que tenemos

Largo1	19.1	m
Ancho	17.96	m
Largo 2	19.41	m
Alosa	345.8	m2

El espesor la losa de cimentación se calcula con respecto a la longitud de desarrollo

$$Ldg = \frac{318 \times db}{\sqrt{f'_c}} = \frac{318 \times 2.54}{\sqrt{280}} = 48.27 \text{ cm} + 7 \text{ cm (de recubrimiento)} = 55.3 \text{ cm},$$

pero Una vez más hemos trabajado con el 0.70m porque la verificación por punzonamiento es crítica.

Verificación por carga última

$$q_u = \frac{1.4 \cdot 2395.5 + 1.7 \cdot 471.52}{345.8} = 12.01 \text{ tnf} / \text{m}^2 ; \text{ Y siendo } q_{adm} = 15 \text{ Tnf} / \text{m}^2$$

Se cumple que $q_u \leq q_{adm}$

Verificación por cortante

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 62 / 1000$$

$$V_c = 54.99 \text{ tnf}$$

$$\phi V_c = 46.74 \text{ tnf}$$

El cortante último generado a una distancia d de la columna

$$V_u = 12.01 \times \frac{62}{100} \times 1$$

$$V_u = 7.45 \text{ tnf}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

Verificación por punzonamiento

$$V_c = \left(0.53 \cdot \frac{1.1}{\beta_o} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad , \quad b_o = 2(b + d_{prom}) + 2(t + d_{prom}) \quad ,$$

$$\beta_o = \frac{Ladolargo}{Ladocorto}$$

$$V_c = \left(0.53 \cdot \frac{1.1}{1.6} \right) \cdot \sqrt{280} \cdot 5.08 \cdot 0.62 \quad , \quad b_o = 2(50 + 62) + 2(80 + 62), \quad \beta_o = \frac{0.8}{0.5}$$

$$V_c = 641.66 \text{tnf}$$

$$\phi V_c = 545.41 \text{tnf}$$

Para el esfuerzo cortante último del perímetro se calculará el cortante generado por el terreno sobre la losa de cimentación en el área circundante a la columna (que se ubica entre los ejes C-3) para compararlo con el cortante ultimo admisible ya determinado, este esfuerzo será determinado utilizando el área de influencia correspondiente a la columna más cargada

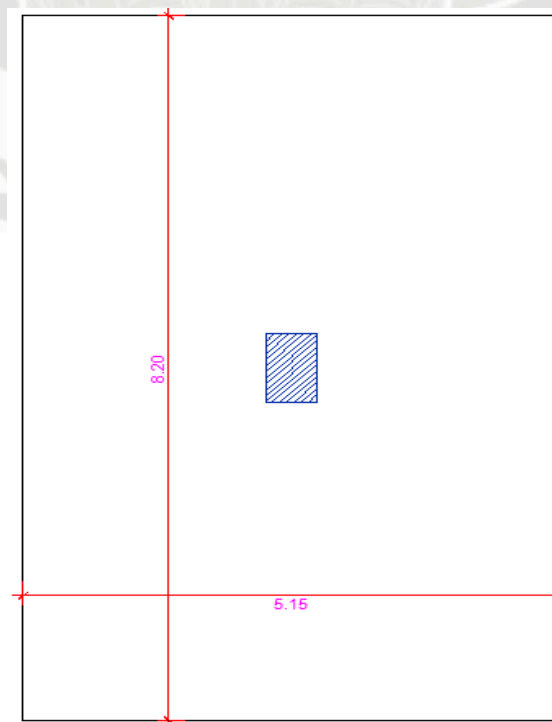


Figura 4.3.1.2.b. Área de influencia Zapata aislada

$$AT=5.15\text{m}\times 8.2\text{m}=42.23\text{m}^2$$

$$V_u = \frac{q_u}{A_t - A_o}$$

Donde:

A_t = Área circundante a la columnas

A_o = Área de influencia de la columnas

Lo anterior podemos resumirlo en la siguiente tabla

dimensiones columna más cargada

b	0.5	m
l	0.8	m

dimensiones zapata

h	0.7	m
d	0.6	m
bo	5	m
A_o	1.54	m ²
AT	42.23	m ²
β_c	1.60	
V_c	611.18	Ton
ϕV_c	519.50	Ton
V_u	488.92	Ton

$$\phi V_c \geq V_u$$

Diseño por flexión

Para el diseño la obtención de los momentos últimos hemos hecho uso del programa SAFE

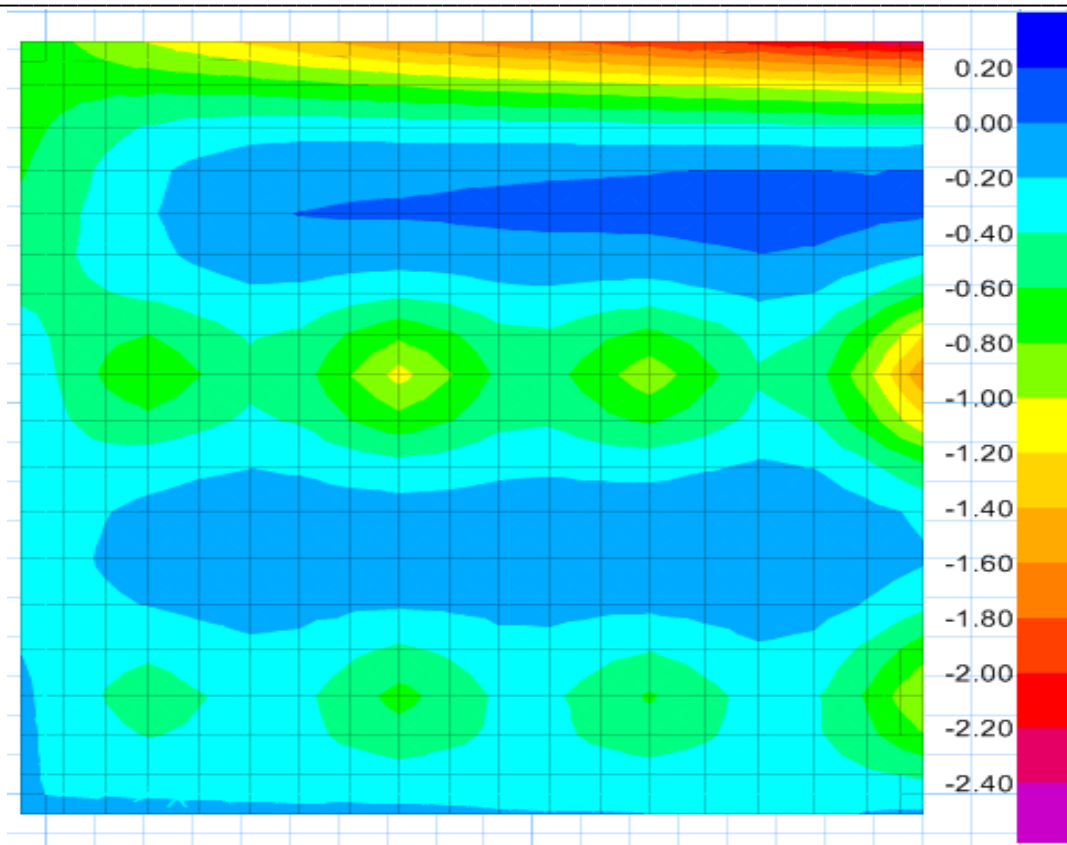


Figura 4.3.1.2.c. Desplazamientos

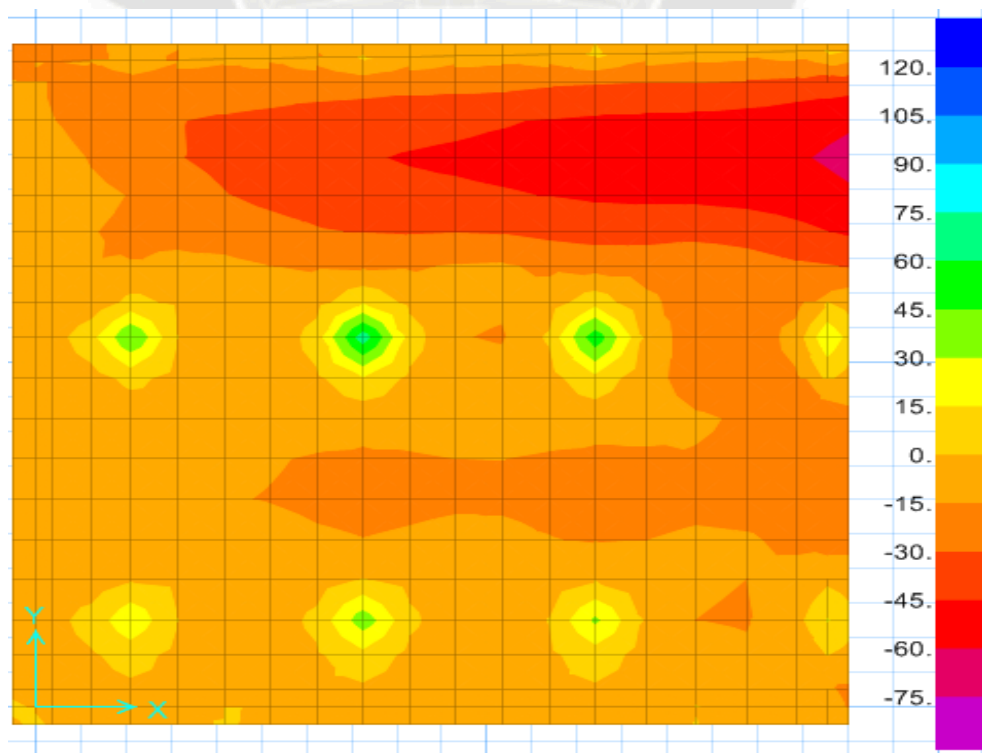


Figura 4.3.1.2.d. Diagrama de momentos

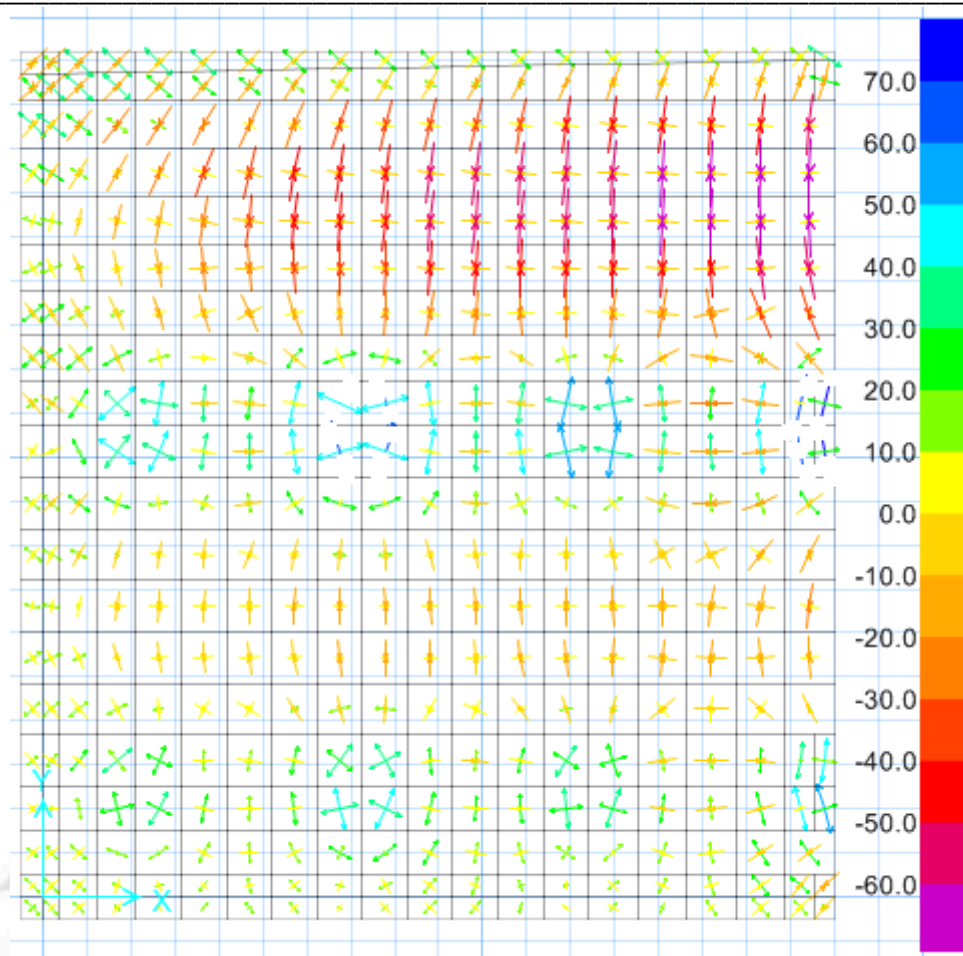


Figura 4.3.1.2.e. Diagrama de momentos expresada con flechas para identificar mejor los MU

De los valores máximos obtenidos se tiene

$$Mu(+) = 45 \text{ tnf} \times \text{m}$$

$$Mu(-) = 35 \text{ tnf} \times \text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \text{ y } d = 62 \text{ cm}$$

Momentos de la envolvente			ku	Pho	Cálculo acero
Mu(+)	45	tnf x m ---->	11.71	0.31%	19.22 cm ²
Mu(-)	35	tnf x m ---->	9.11	0.25%	15.5 cm ²

Para Mu(+) utilizando acero de 3/4" $\rightarrow \frac{2.85}{19.22} \times 100 = 14.85$

Para Mu(-) utilizando acero de 3/4 " $\rightarrow \frac{2.85}{15.5} \times 100 = 18.3\text{cm}$

Hacemos un breve cálculo del Asmín.

$$AS_{\min} = 0.0018 \times b \times d$$

$$AS_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 62 = 11.16 \text{ cm}^2$$

El diseño queda finalmente como el del edificio aislado

Malla superior acero de $\frac{3}{4}$ "@15cm en H y V

Malla inferior acero de $\frac{3}{4}$ "@18cm en H y V

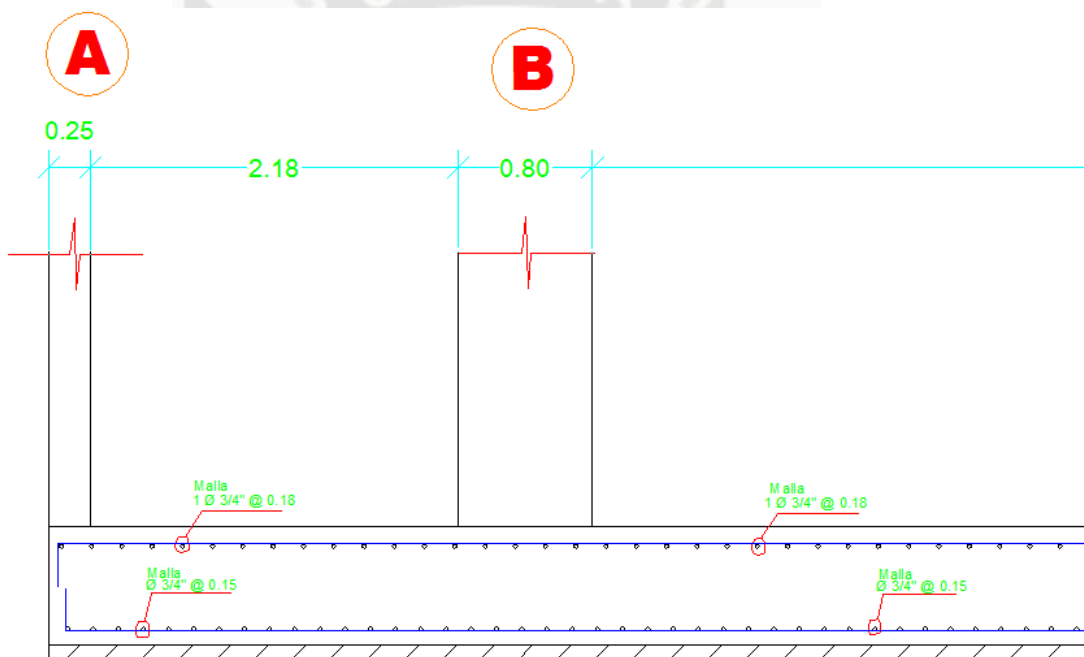


Figura 4.3.1.2.f. Diseño final Losa de cimentación

4.4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

4.4.1. DISEÑO DE ESCALERAS

Comentarios generales

En esta edificación solo contamos con una escalera que conecta el primer piso con el segundo piso (ver plano arquitectura), y al igual que los muros de contención su diseño es único es decir, las mismas cargas que definen su diseño son iguales para la edificación convencional como para la aislada, así que se hará como ejemplo una sola escalera.

Otro punto importante es que finalmente se colocó una escalera curva hecha con perfiles metálicos y madera (por exigencia de arquitectura), lo único que se hizo de concreto es la parte inicial de las escaleras (primer descanso), pero de todas formas se hizo el diseño de una escalera de concreto, como ejemplo ya que por encontrarse en la mayoría de las edificaciones consideramos que no podíamos dejarla de lado como diseño.

Las escaleras pueden idealizarse como losas inclinadas que conectan los diferentes niveles de una edificación. Estos elementos no forman parte de la estructura del edificio por lo tanto no aportan rigidez lateral y solo serán diseñados para soportar las cargas de gravedad. De un pequeño análisis se concluye que la escalera recibe $0.61 \text{ tnf} \times \text{m}$, proveniente de cargas muertas y vivas.

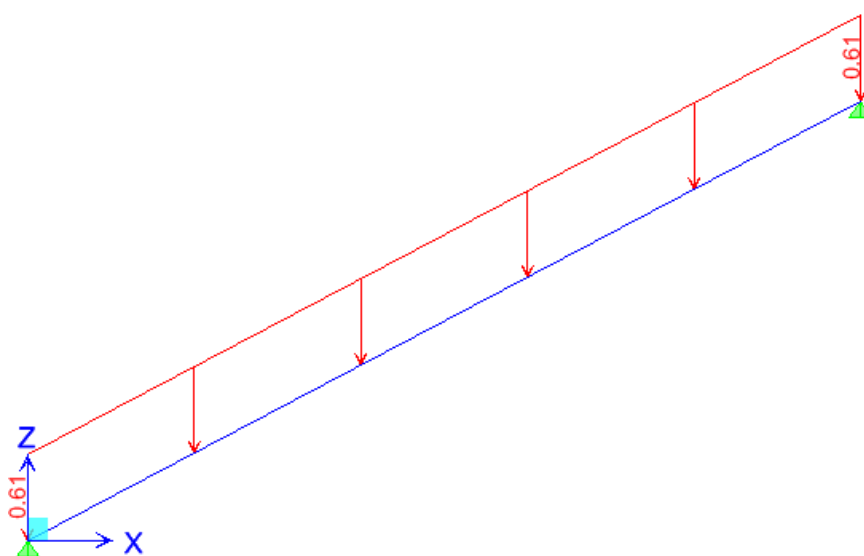


Figura 4.4.1.a. Carga distribuida en escalera

Diseño por flexión

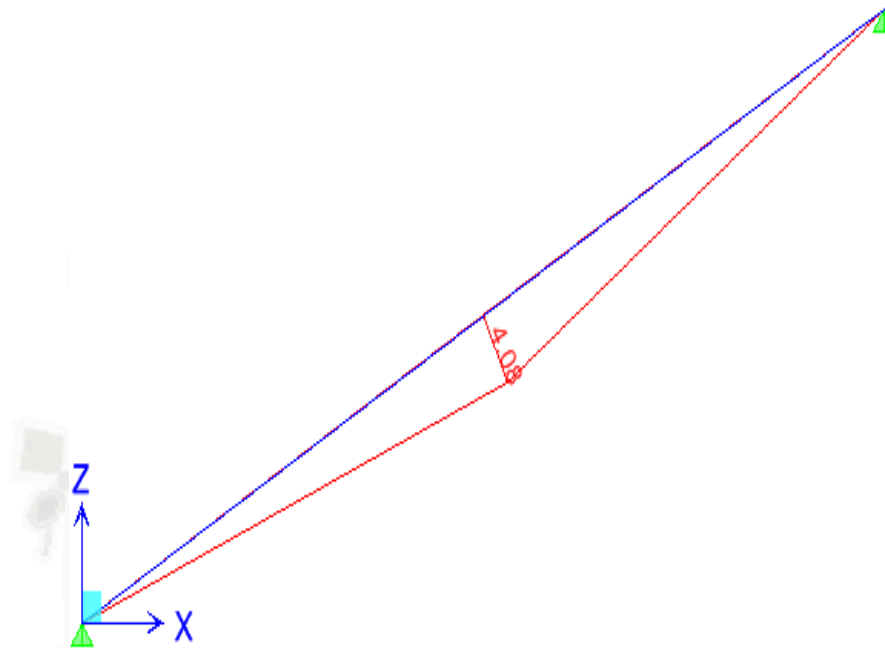


Figura 4.4.1.b. DMF escalera

Las escaleras fueron idealizadas como losas macizas armadas en una dirección. Por lo tanto, el diseño por flexión determinará el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se hallará con la cuantía mínima que debe tener la losa ($\min = 0.0018$). Para el diseño se considera una base igual a 180 cm, y un peralte efectivo de 12 cm.

$$M_u = 4.08 \text{ tnf} \times \text{m} \quad k_u = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{4.08 \times 10^5}{180 \times 12^2} = 15.7 \rightarrow \rho = 0.43\% \rightarrow A_s = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando acero de } 3/8'' \rightarrow \frac{0.71}{9.3} \times 280 = 21.37 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm} \rightarrow 3/8'' @ 20 \text{ cm}$$

Transversalmente se colocará el mínimo refuerzo por temperatura, es decir $3/8'' @ 20 \text{ cm}$ en la cara inferior de la losa

Diseño por cortante

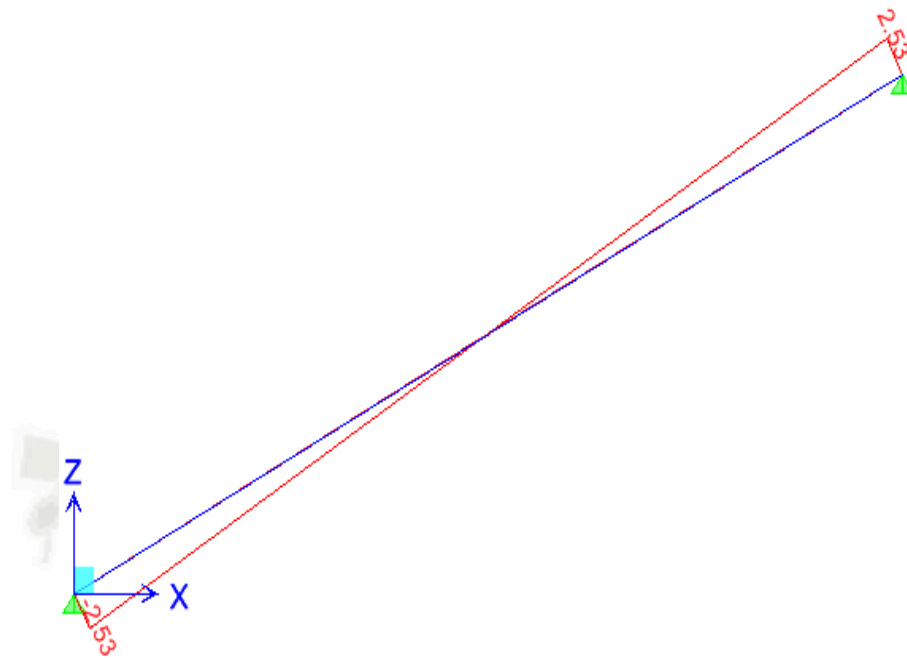


Figura 4.4.1.c. DFC en escaleras

La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, porque al igual que en la losas no se coloca refuerzo por cortante (estribos) en losas.

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \times 180 \times 12 \times \sqrt{210}) = 14.1 \text{ tnf}$$

Y siendo $V_u = 2.53 \text{ tnf}$, Se cumple con la condición $V_u \leq \phi V_c$

4.4.2. DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS

Para desarrollar el análisis sísmico de una estructura aislada se debe hallar la geometría y características mecánicas de los aisladores (tal como se ha visto en el capítulo de análisis sísmico para una estructura aislada), ahora sólo vamos a exponer detalles estructurales del correcto anclaje de los aisladores a la estructura para que de esta forma puedan desempeñar su función dentro de la misma.

Estos detalles dependen del tipo de aislador a usarse, ya que varían entre fabricantes, para nuestro caso en particular optaremos por utilizar aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, la empresa que se ha elegido para las características geométricas de los aisladores nos provee la siguiente tabla:

DEVICE SIZE				MOUNTING PLATE DIMENSIONS					
Isolator Diameter, D_i (mm)	Isolator Height, H (mm)	Number of Rubber Layers, N	Lead Diameter D_L (mm)	L (mm)	t (mm)	Hole Qty.	Hole \varnothing (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

Figura 4.4.2.a. Detalles de montaje proporcionado por el fabricante

El diámetro que hemos seleccionado para nuestros aisladores es de 850mm por lo tanto:

- El espesor de la plancha de acero es de 38mm, para la cara e inferior respectivamente.
- El anclaje del aislador a la estructura requiere de 12 agujeros
- El diámetro de los mismos agujeros es de 33mm

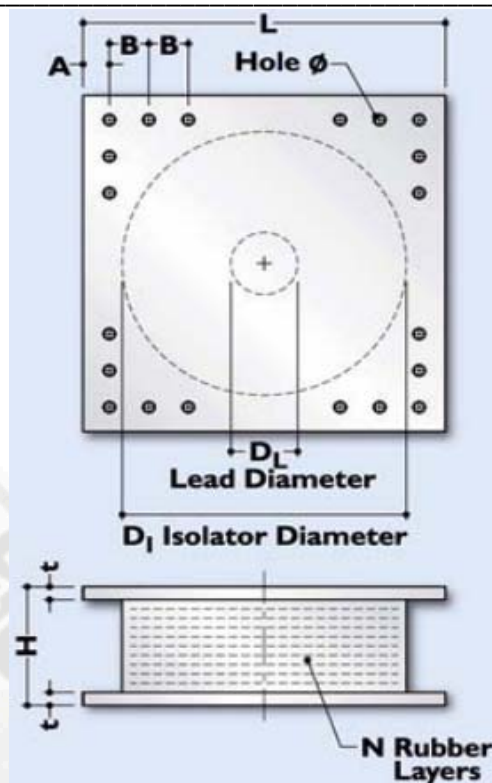


Figura 4.4.2.a. Detalles de montaje proporcionado por el fabricante

El diámetro de los agujeros también define el diámetro de las barras de acero o conexiones mecánicas que se embeberán en la estructura; la longitud de estas es usualmente 1.5 veces la altura del aislador sísmico.

Estas conexiones mecánicas se encontrarán empotradas en un dado de la unión de vigas y columnas en el plano de aislamiento, además se busca reforzar estos nudos con dados de concreto de un peralte idéntico al de las vigas típicas y lados iguales.

Estos dados servirán para dar confinamiento a los anclajes mecánicos de los aisladores, es por eso que llevarán estribos a un espaciamiento similar al de la zona de confinamiento de las columnas.

- Longitud de anclaje: 0.67m
- Peralte de vigas: 0.70m
- Separación de acero en dados 3/8" @ 0.10 m

De lo expuesto anteriormente lo podemos apreciar en los detalles presentados a continuación

Estos datos servirán para dar confinamiento a los anclajes mecánicos de los aisladores, es por eso que llevarán estribos a un espaciamiento similar al de la zona de confinamiento de las columnas.

- Longitud de anclaje: 0.67m
- Peralte de vigas: 0.70m

Separación de acero en dados $3/8'' @ 0.10 \text{ m}$

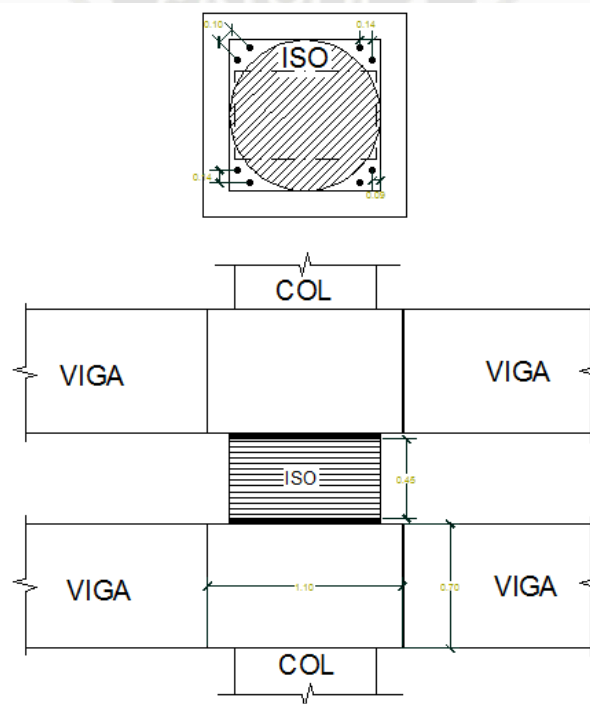


Figura 4.4.2.a. Detalle de aislación

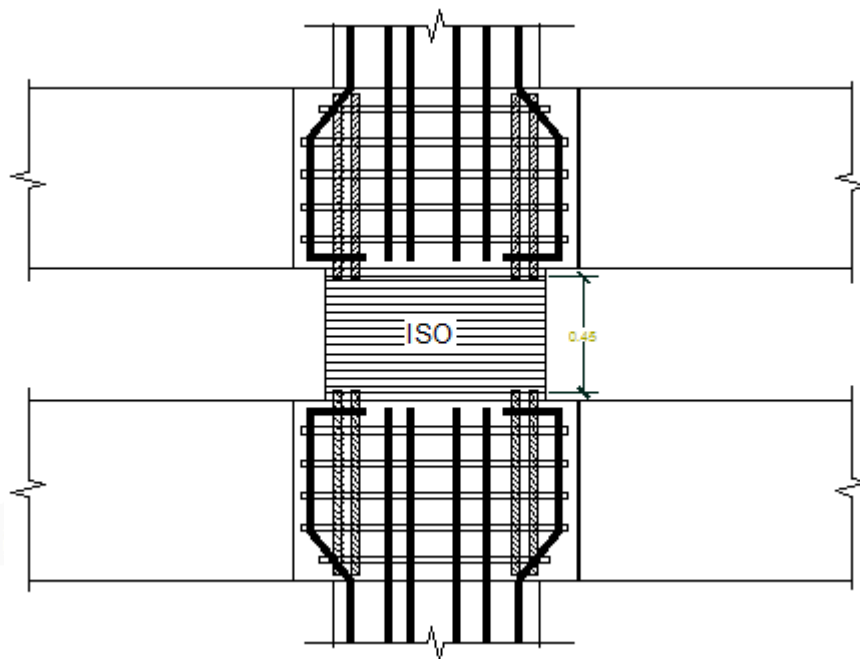


Figura 4.4.2.b. Detalle anclaje de aislación

4.4.3. DISEÑO DE TABIQUERÍA INTERNA

Generalmente la separación de los distintos ambientes se hace por medio de tabiques de albañilería, los cuales se construirán luego de haberse realizado el vaciado de los techos. En la zona de los servicios higiénicos se han colocado muros de albañilería, los cuales serán anclados a los techos mediante columnetas de concreto armado. Los parapetos de los alfeizares de las ventanas también serán de albañilería, y estos serán aislados de la estructura principal por medio de juntas de separación entre las columnas y los parapetos, esto con el fin de evitar el problema de columna corta.

A modo de ejemplo se hará el diseño del muro de tabiquería ubicado entre los ejes E-C y 2-3 en el tercer piso, que separa los ambientes de los baños y los analistas de créditos (ver plano de arquitectura)

Dadas las características geométricas del muro se tendrá que colocar 3 columnetas, la columneta central será la que reciba mayor carga por lo tanto será la única que se revisará.

Se presenta el procedimiento de diseño para las columnetas de amarre del tabique

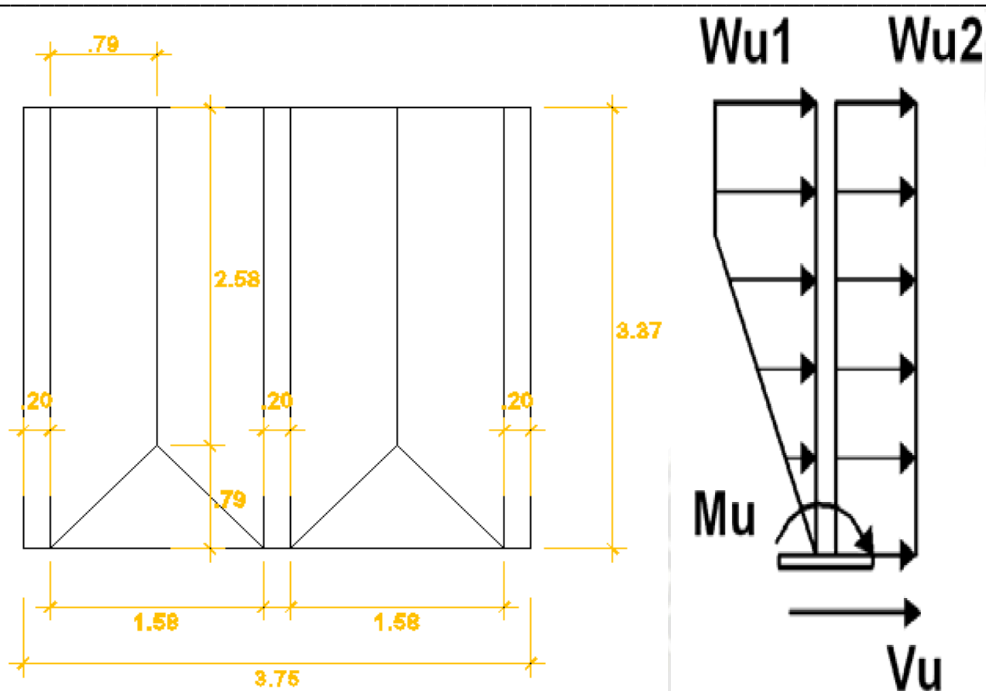


Figura 4.4.3.a. Medidas muro de tabiquería

Las características de la tabiquería interna son las siguientes:

Peso propio de la albañilería tarrajada = $\rho_1 = 0.274 \text{ Ton/m}^2$.

Peso propio del concreto tarrajado = $\rho_2 = 0.352 \text{ Ton/m}^2$.

Carga sísmica de servicio (Norma E-070): $= 0.80 \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \rho$
 $= 0.80 \cdot 0.40 \cdot 1.0 \cdot 0.90 \cdot \rho = 0.288 \rho$

De acuerdo a la norma E-070: $Z=0.40$; $U=1.00$; $C_1=0.90$ (elementos dentro de la edificación)

Revisión de la albañilería: (Norma E-070)

$$W = 0.288 \rho = 0.288 \cdot 0.274 = 0.079 \text{ Ton/m}^2 = 0.0079 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Momento sísmico} = M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

$a = 158 \text{ cm}$ = Longitud del borde libre (mínima)

$b = 337 \text{ cm}$ = Longitud del borde arriostrado.

$b/a = 2.133 \rightarrow m = 0.1030$ (coeficiente de momento, tabla 12 de la norma E-070)

$$M_s = 0.1030 \cdot 0.0079 \cdot 158^2 = 20.31 \text{ Kg-cm/cm.}$$

$$\text{Esfuerzo de tracción actuante} = f_m = 6M_s/t^2$$

$$f_m = 6 \cdot 20.831 / 13^2$$

$$f_m = 0.74 \text{ Kg/cm}^2 < f'_t = 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

Diseño de Arriostres: (Norma E-060)

$$W_{u1} = 1.25 * (0.0079 * 79 * 2) = 1.56 \text{ Kg/cm} = \text{Carga última albañilería.}$$

$$W_{u2} = 1.25 * (0.288 * 0.0352 * 20) = 0.25 \text{ Kg/cm} = \text{Carga última columneta.}$$

$$M_u = 1.56 * 258 * (258/2 + 79) + (1.56 * 79/2) * 2/3 * 79 + 0.25 * 337 * 337/2$$

$$M_u = 101157 \text{ Kg-cm} < MR = 0.9 * T * (d - a/2) = 106243.8 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = 1.56 * 258 + 1/2 * 1.56 * 79 + 0.25 * 337 = 548.35 \text{ Kg} < \phi V_c = 652.84 \text{ Kg}$$

No necesita estribos. Por lo tanto se empleará

4 ϕ 1/2" como refuerzo longitudinal y estribos de 1/4" @ 0.25m.

CAPITULO V

5. COSTOS Y PRESUPUESTOS DE LOS MODELOS PROPUESTOS

5.1. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Por tratarse de los mismos costos unitarios para ambos modelos, se hizo un solo análisis el cual lo presentamos en el Anexo #1



5.2. EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

5.2.1. METRADO

PLANILLA DE METRADOS EDIFICACIÓN CONVENCIONAL			
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	TOTAL
01.00	OBRAS PRELIMINARES		
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	343.07
01.02	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	343.07
01.03	FLETE TERRESTE	GLB	1.00
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01	NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	M2	343.07
02.02	EXCAVACION EN TERRENO H=4.50M	M3	1543.82
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 4 KM	M3	1543.82
02.04	REFINE Y NIVELACION	M2	676.70
03.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.01	SOLADO DE CONCRETO	M3	34.31
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
04.01	MURO DE CONTENCION		
04.01.01	CONCRETO EN MUROS DE CONTENCION FC=280 KG/CM2	M3	65.07
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CONTENCION	M2	213.08
04.01.03	ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONTENCION	KG	3248.59
04.02	PLATEA DE CIMENTACION		
04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION FC=280 KG/CM2	M3	219.63
04.02.02	ACERO DE REFUERZO EN PLATEA DE CIMENTACION	KG	27497.45
04.03	COLUMNAS		
04.03.01	CONCRETO COLUMNA FC=350 KG/CM2	M3	148.25
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	M2	988.02
04.03.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	KG	34316.56
04.04	PLACAS		
04.04.01	CONCRETO PLACAS FC=350 KG/CM2	M3	110.61
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	M2	968.69
04.04.03	ACERO DE REFUERZO EN PLACAS	KG	16408.47
04.05	VIGAS		
04.05.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280KG/CM2	M3	181.00
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	M2	1172.32
04.05.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	KG	25549.48
04.06	LOSA ALIGERADA		
04.06.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M3	761.91

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SÓTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	TOTAL
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M2	1523.82
04.06.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS	KG	14991.51
04.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 0.20X0.30X0.30m PARA TECHO ALIGERADO	UND	12952
04.07	LOSA MACIZA		
04.07.01	CONCRETO EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M3	65.53
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M2	262.12
04.07.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS MACIZA	KG	3682.45
04.08	ESCALERAS		
04.08.01	CONCRETO EN ESCALERAS FC=280KG/CM2	M3	11.20
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA FC=280KG/CM2	M2	9.52
04.08.03	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	KG	257.47

5.2.2. PRESUPUESTO

PRESUPUESTO	
Subpresupuesto:	COMPARACION EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SISMICOS
Cliente:	Tesis UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
Lugar:	Arequipa - Arequipa - Arequipa

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	OBRAS PRELIMINARES				1,399.73
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	343.07	1.76	603.80
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	343.07	2.32	795.92
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				62,841.46
02.01	NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	m2	343.07	9.59	3,290.04
02.02	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO SEMIROCOSO/RETRO	m3	1,543.82	8.97	13,848.07
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON MAQUINA	m3	1,543.82	26.79	41,358.94
02.04	REFINE Y NIVELACION EN TERRENO NORMAL	m2	676.70	6.42	4,344.41
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				6,436.21
03.01	SOLADO DE CONCRETO E=4"	m3	34.31	187.59	6,436.21
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				1,649,727.53
04.01	MURO DE CONTENCIÓN				56,296.44
04.01.01	CONCRETO EN MURO DE CONTENCIÓN F'C=280 KG/CM2	m3	65.07	437.88	28,492.85
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CONTENCIÓN	m2	213.08	44.65	9,514.02
04.01.03	ACERO GRADO 60 EN MURO DE CONTENCIÓN	kg	3,248.59	5.63	18,289.56
04.02	CIMENTACION				248,430.13
04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION	m3	219.63	426.26	93,619.48

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SÓTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
04.02.02	ACERO GRADO 60 EN PLATEA DE CIMENTACION	kg	27,497.45	5.63	154,810.64
04.03	COLUMNAS				328,589.57
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=350KG/CM2	m3	148.25	550.65	81,633.86
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	988.02	49.89	49,292.32
04.03.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	34,316.56	5.76	197,663.39
04.04	PLACAS				203,748.13
04.04.01	CONCRETO EN PLACAS F'C=350KG/CM2	m3	110.61	550.65	60,907.40
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	968.69	49.89	48,327.94
04.04.03	ACERO GRADO 60 EN PLACAS	kg	16,408.47	5.76	94,512.79
04.05	VIGAS				279,048.38
04.05.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2	m3	181.00	408.44	73,927.64
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1,172.32	52.27	61,277.17
04.05.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	25,549.48	5.63	143,843.57
04.06	LOSAS ALIGERADAS				469,341.99
04.06.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210KG/CM2	m3	761.91	377.92	287,941.03
04.06.02	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO	und	12,952.00	1.88	24,349.76
04.06.03	ALIGERADO	m2	1,523.82	49.84	75,947.19
04.06.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	1,523.82	49.84	75,947.19
04.06.04	ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS	kg	14,991.50	5.41	81,104.02
04.07	LOSAS MACIZAS				57,751.21
04.07.01	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=210KG/CM2	m3	65.53	377.92	24,765.10
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	262.12	49.84	13,064.06
04.07.03	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	kg	3,682.45	5.41	19,922.05
04.08	ESCALERAS				6,521.69
04.08.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'C=280KG/CM2	m3	11.20	408.44	4,574.53
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	9.52	52.27	497.61
04.08.03	ACERO GRADO 60 EN ESCALERAS	kg	257.47	5.63	1,449.56
COSTO DIRECTO					S/. 1,720,404.93
GASTOS GENERALES					S/. 172,040.49
UTILIDADES					S/. 172,040.49
SUBTOTAL					S/. 2,064,485.92
IGV (18%)					S/. 371,607.46
TOTAL DE PRESUPUESTO					S/. 2,436,093.38

5.3. EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

5.3.1. METRADO

PLANILLA DE METRADOS EDIFICACIÓN SISMICAMENTE AISLADA			
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	TOTAL
01.00	OBRAS PRELIMINARES		
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	343.07
01.02	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	343.07
01.03	FLETE TERRESTRE	GLB	1.00
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01	NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	M2	343.07
02.02	EXCAVACION EN TERRENO H=4.50M	M3	1543.82
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 4 KM	M3	1543.82
02.04	REFINE Y NIVELACION	M2	676.70
03.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.01	SOLADO DE CONCRETO	M3	34.31
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
04.01	MURO DE CONTENCION		
04.01.01	CONCRETO EN MUROS DE CONTENCION FC=280 KG/CM2	M3	65.07
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CONTENCION	M2	213.08
04.01.03	ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONTENCION	KG	3248.59
04.02	PLATEA DE CIMENTACION		
04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION FC=280 KG/CM2	M3	219.63
04.02.02	ACERO DE REFUERZO EN PLATEA DE CIMENTACION	KG	27497.45
04.03	COLUMNAS		
04.03.01	CONCRETO COLUMNA FC=350 KG/CM2	M3	148.25
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	M2	988.02
04.03.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	KG	34316.56
04.04	VIGAS		
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280KG/CM2	M3	206.69
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	M2	1309.95
04.04.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	KG	35159.90
04.05	LOSA ALIGERADA		
04.05.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M3	761.91
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M2	1523.82
04.05.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS	KG	14991.51
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 0.20X0.30X0.30m PARA TECHO ALIGERADO	UND	12952
04.06	LOSA MACIZA		
04.06.01	CONCRETO EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M3	65.53

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SÓTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	TOTAL
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M2	262.12
04.06.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS MACIZA	KG	3682.45
04.07	ESCALERAS		
04.07.01	CONCRETO EN ESCALERAS FC=280KG/CM2	M3	11.20
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA FC=280KG/CM2	M2	9.52
04.07.03	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	KG	257.47
04.08	AISLADORES SISMICOS		
04.08.01	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-1	UND	2.00
04.08.02	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-2	UND	6.00
04.08.03	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-3	UND	4.00
04.08.04	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-4	UND	1.00

5.3.2. PRESUPUESTO

PRESUPUESTO	
Subpresupuesto:	COMPARACION EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SISMICOS
Cliente:	Tesis UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
Lugar:	Arequipa - Arequipa - Arequipa

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	OBRAS PRELIMINARES				1,399.73
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	343.07	1.76	603.80
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	343.07	2.32	795.92
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				62,841.46
02.01	NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	m2	343.07	9.59	3,290.04
02.02	EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO SEMIROCOSO/RETRO	m3	1,543.82	8.97	13,848.07
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON MAQUINA	m3	1,543.82	26.79	41,358.94
02.04	REFINE Y NIVELACION EN TERRENO NORMAL	m2	676.70	6.42	4,344.41
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				6,436.21
03.01	SOLADO DE CONCRETO E=4"	m3	34.31	187.59	6,436.21
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				1,517,772.87
04.01	MURO DE CONTENCION				56,296.44
04.01.01	CONCRETO EN MURO DE CONTENCION F'C=280 KG/CM2	m3	65.07	437.88	28,492.85
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CONTENCION	m2	213.08	44.65	9,514.02

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SÓTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
04.01.03	ACERO GRADO 60 EN MURO DE CONTENCION	kg	3,248.59	5.63	18,289.56
04.02	CIMENTACION				248,430.13
04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION	m3	219.63	426.26	93,619.48
04.02.02	ACERO GRADO 60 EN PLATEA DE CIMENTACION	kg	27,497.45	5.63	154,810.64
04.03	COLUMNAS				328,589.57
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=350KG/CM2	m3	148.25	550.65	81,633.86
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	988.02	49.89	49,292.32
04.03.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	34,316.56	5.76	197,663.39
04.04	VIGAS				350,841.79
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=280 KG/CM2	m3	206.69	408.44	84,420.46
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1,309.95	52.27	68,471.09
04.04.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	35,159.90	5.63	197,950.24
04.05	LOSAS ALIGERADAS				469,342.05
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210KG/CM2	m3	761.91	377.92	287,941.03
04.05.02	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO	und	12,952.00	1.88	24,349.76
04.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	1,523.82	49.84	75,947.19
04.06	ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS	kg	14,991.51	5.41	81,104.07
04.06.01	LOSAS MACIZAS				57,751.21
04.06.02	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=210KG/CM2	m3	65.53	377.92	24,765.10
04.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	262.12	49.84	13,064.06
04.06.04	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	kg	3,682.45	5.41	19,922.05
04.07	ESCALERAS				6,521.69
04.07.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'C=280KG/CM2	m3	11.20	408.44	4,574.53
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	9.52	52.27	497.61
04.07.03	ACERO GRADO 60 EN ESCALERAS	kg	257.47	5.63	1,449.56
05	AISLADORES SISMICOS				182,000.00
05.01	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-1	und	14,000.00	2.00	28,000.00
05.02	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-2	und	14,000.00	6.00	84,000.00
05.03	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-3	und	14,000.00	4.00	56,000.00
05.04	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-4	und	14,000.00	1.00	14,000.00
COSTO DIRECTO					S/. 1,770,450.27
GASTOS GENERALES					S/. 177,045.03
UTILIDADES					S/. 177,045.03
SUBTOTAL					S/. 2,124,540.34
IGV (18%)					S/. 382,417.26
TOTAL DE PRESUPUESTO					S/. 2,506,957.60

CAPITULO VI:

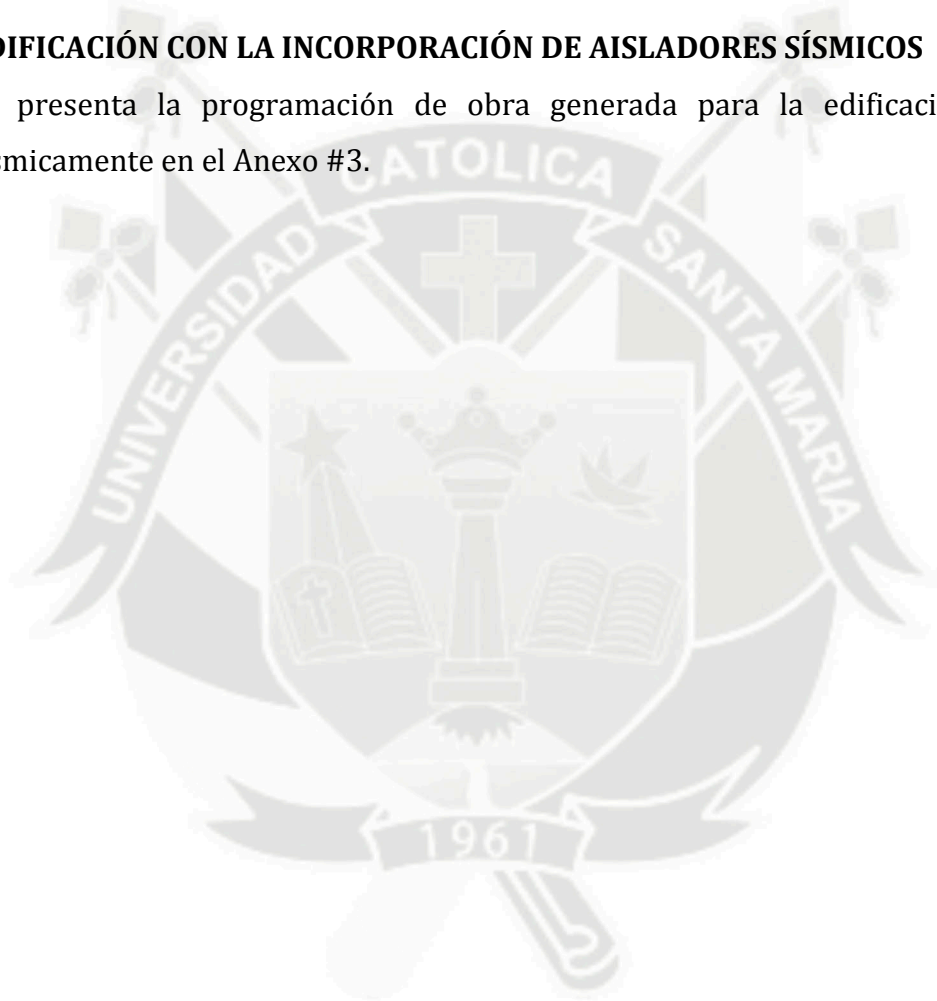
6. PROGRAMACION DE OBRA DE LOS MODELOS PROPUESTOS

6.1. EDIFICACIÓN SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

Se presenta la programación de obra generada para la edificación convencional en el Anexo #2.

6.2. EDIFICACIÓN CON LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS

Se presenta la programación de obra generada para la edificación aislada sísmicamente en el Anexo #3.



CAPITULO VII:

7. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

7.1. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL OBTENIDO CON CADA MODELO.

Desplazamientos para ambos modelos

Desplazamientos Modelo Sin la incorporación de aisladores sísmicos

	Desplazamiento X (cm)	Desplazamiento Y (cm)	Altura(m)
piso 7	2.990	2.67	26.02
piso 6	2.590	2.29	22.06
piso 5	2.190	1.89	18.10
piso 4	1.720	1.47	14.48
piso 3	1.240	1.04	10.86
piso 2	0.760	0.63	7.24
piso 1	0.290	0.25	3.62
sótano	0.000	0	0.00

Desplazamientos Modelo Con la incorporación de aisladores sísmicos

	Desplazamiento X (cm)	Desplazamiento Y (cm)	Altura(m)
piso 7	24.07	20.97	26.02
piso 6	23.64	20.59	22.06
piso 5	22.97	20.02	18.10
piso 4	22.04	19.24	14.48
piso 3	20.96	18.33	10.86
piso 2	19.67	17.27	7.24
piso 1	18.01	15.92	3.62
sótano	0.00	0	0.00

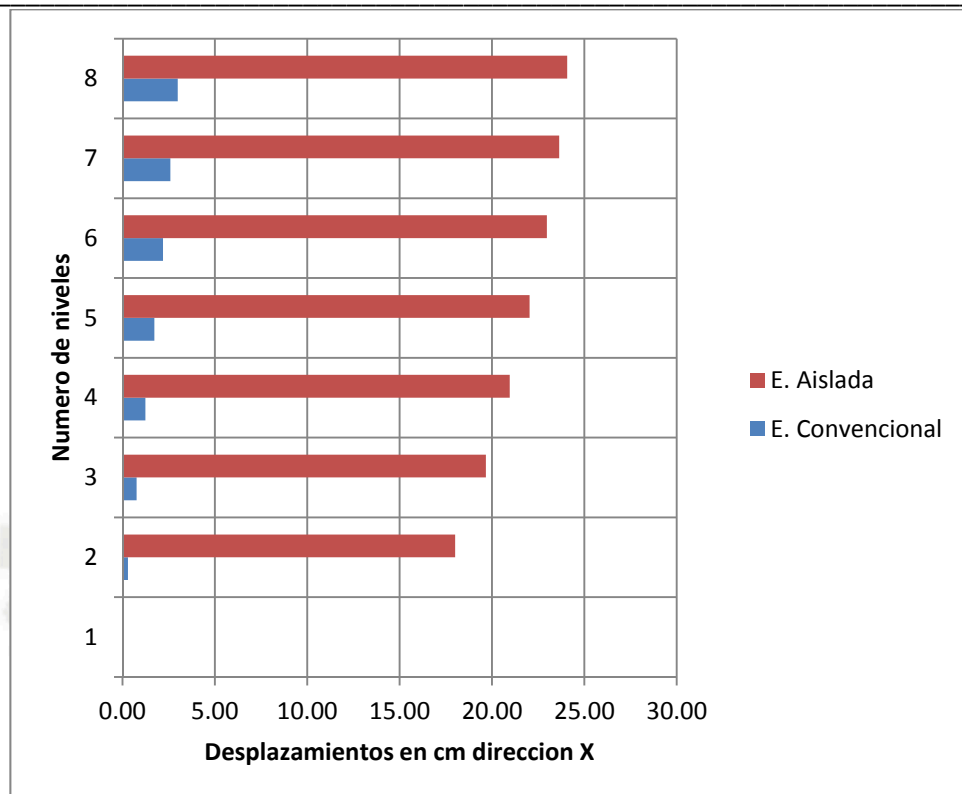


Figura 7.3.a. Comparación en los desplazamientos en X de ambos modelos

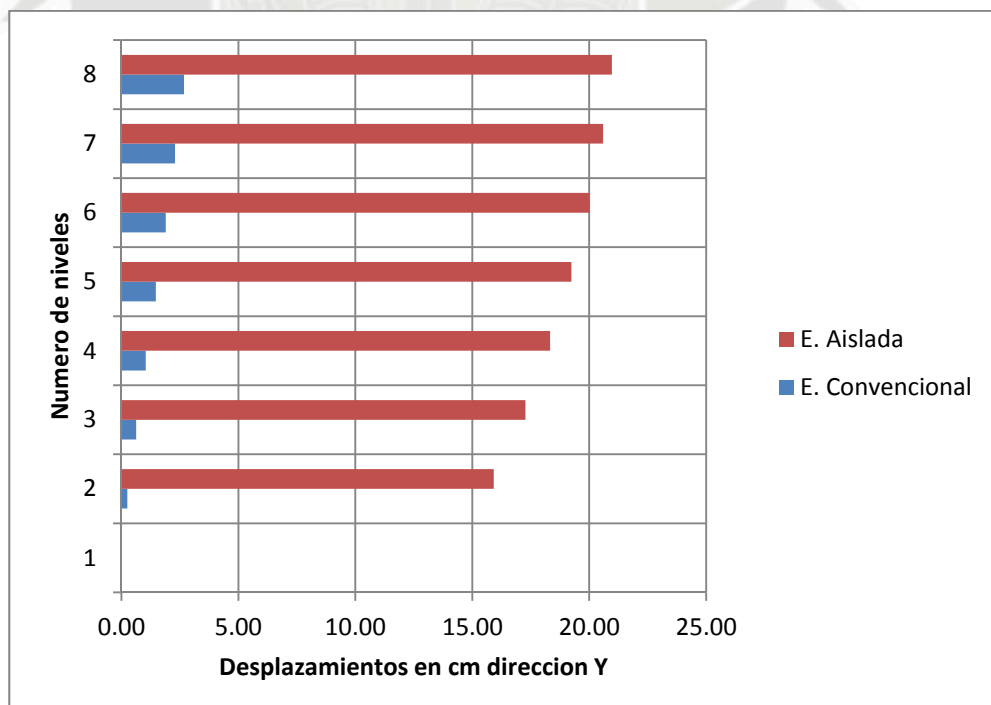


Figura 7.3.b. Comparación en los desplazamientos en Y de ambos modelos

Comentarios comparativos

Podemos apreciar el gran desplazamiento de una estructura aislada a comparación de una empotrada en la base, como se predijo en los capítulos anteriores, el sistema de aislación provee gran rigidez vertical y poca rigidez horizontal la misma que flexibiliza a la estructura, generando una disminución de las fuerzas sísmicas pero dando un aumento en los desplazamientos generados.

Los desplazamientos son parámetros que hay que tener en cuenta para su correcto funcionamiento, en nuestro caso estamos dentro de los límites permisibles de desplazamientos.

Distorsión angular para ambos modelos

Distorsión angular Modelo Sin la incorporación de aisladores sísmicos

	Distorsión en X	Distorsión en Y	Altura(m)
piso 7	0.0058	0.006	26.02
piso 6	0.0058	0.006	22.06
piso 5	0.0068	0.006	18.10
piso 4	0.00696	0.006	14.48
piso 3	0.00696	0.006	10.86
piso 2	0.0062	0.005	7.24
piso 1	0.0038	0.003	3.62
sótano	0.0000	0.000	0.00

Distorsión angular Modelo Con la incorporación de aisladores sísmicos

	Distorsión en X	Distorsión en Y	Altura(m)
piso 7	0.00178	0.00157	26.02
piso 6	0.00278	0.00236	22.06
piso 5	0.00385	0.00323	18.10
piso 4	0.00448	0.00377	14.48
piso 3	0.00535	0.00439	10.86
piso 2	0.00629	0.00511	7.24
piso 1	0.00610	0.00496	3.62
sótano	0.00000	0.00000	0.00

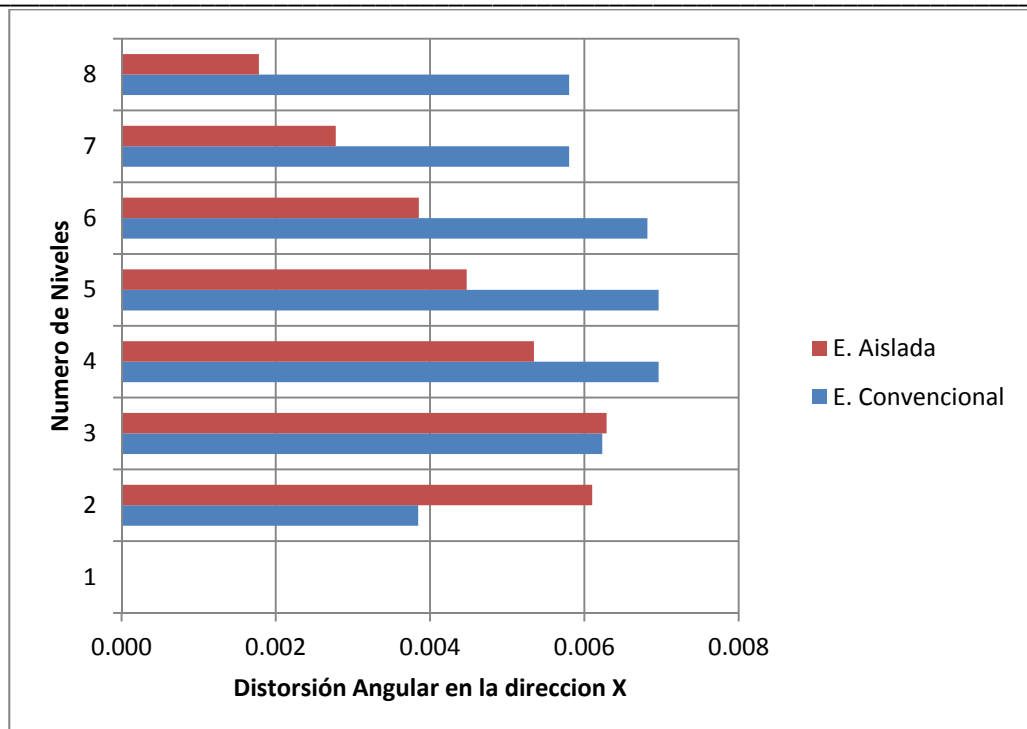


Figura 7.3.c. Comparación en las distorsiones en X de ambos modelos

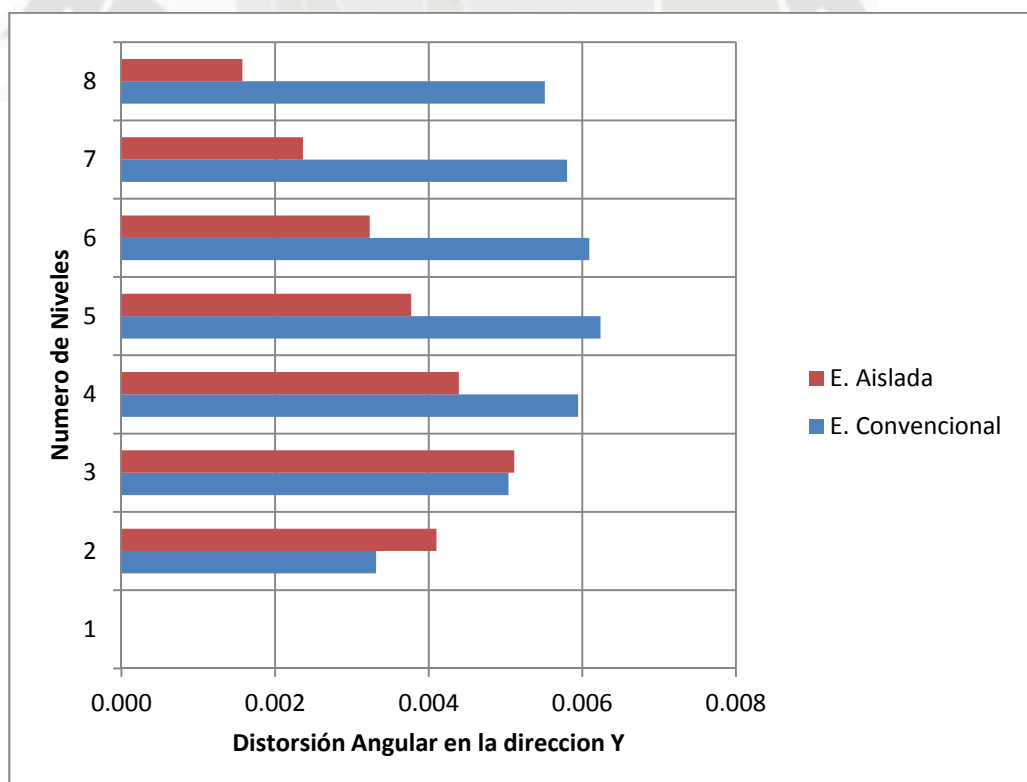


Figura 7.3.d. Comparación en las distorsiones en Y de ambos modelos

Comentarios comparativos

Las distorsiones de una estructura aislada disminuyen en comparación de una empotrada en la base, esto por la reducción de las fuerzas sísmicas en cada nivel además la incorporación de aisladores sísmicos también busca uniformizar desplazamiento relativo. Para ambos modelos estamos dentro de lo requerido por la norma sismoresistente, en lo concerniente de distorsiones.

Fuerza Cortante para ambos modelos

Fuerza Cortante Modelo Sin la incorporación de aisladores sísmicos

	F. Cortante en X (Tnf)	F. Cortante en Y (Tnf)	Altura(m)
piso 7	64.52	70.09	26.02
piso 6	114.57	126.48	22.06
piso 5	152.52	169.12	18.10
piso 4	179.41	199.84	14.48
piso 3	206.42	229.47	10.86
piso 2	225.90	250.89	7.24
piso 1	238.96	264.97	3.62
sótano	272.46	399.43	0.00

Fuerza Cortante Modelo Con la incorporación de aisladores sísmicos

	F. Cortante en X (Tnf)	F. Cortante en Y (Tnf)	Altura(m)
piso 7	33.50	33.37	26.02
piso 6	71.45	72.25	22.06
piso 5	104.31	105.81	18.10
piso 4	131.99	134.43	14.48
piso 3	156.73	160.04	10.86
piso 2	177.00	181.00	7.24
piso 1	192.00	198.00	3.62
sótano	216.50	222.67	0.00

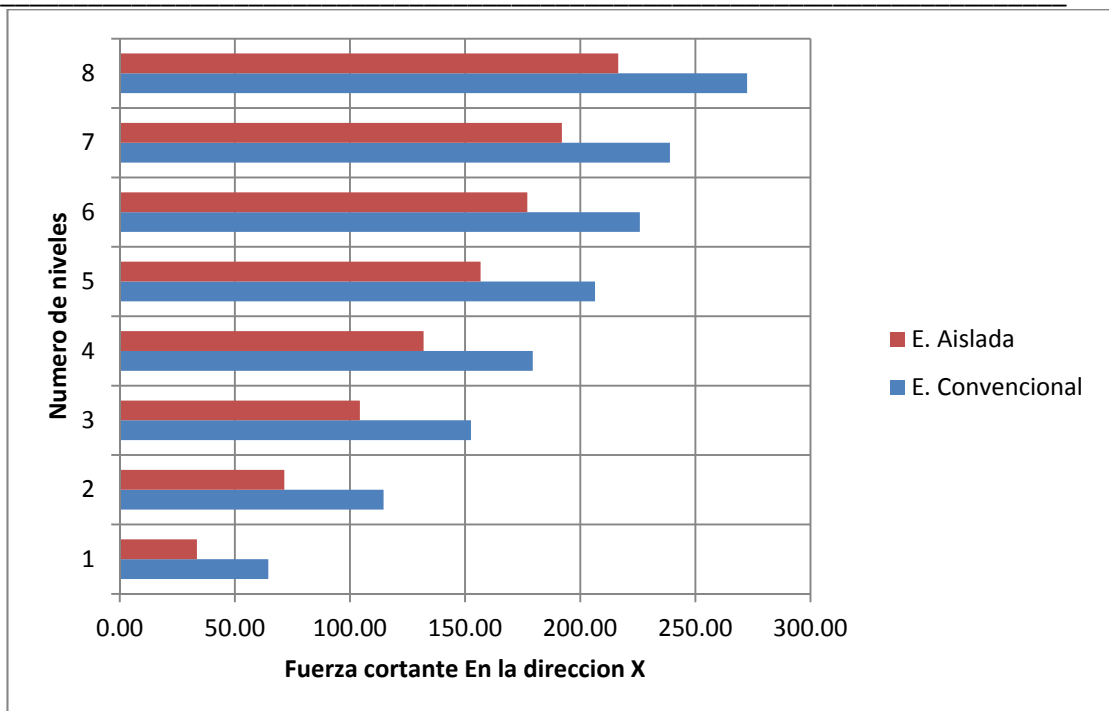


Figura 7.3.e. Comparación Fuerzas Cortantes en X de ambos modelos

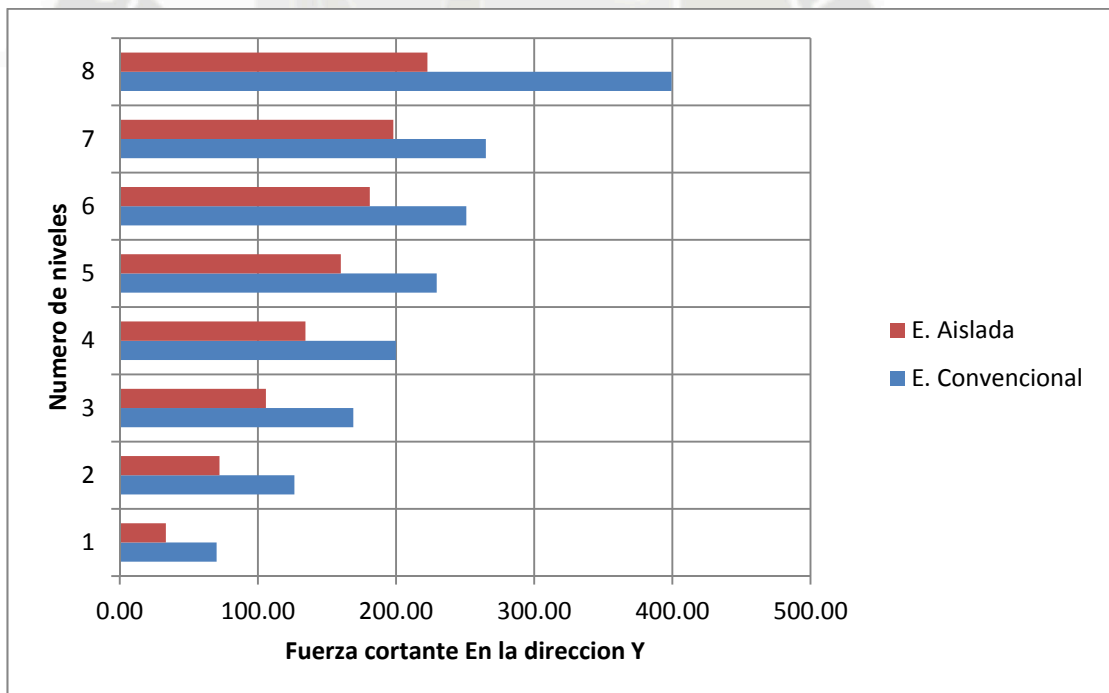


Figura 7.3.f. Comparación Fuerzas Cortantes en Y de ambos modelos

Comentarios comparativos

Observamos una disminución en la fuerza cortante de hasta el 50% en el primer y octavo nivel, y un mínimo de al menos un 25% para el resto de niveles.

Con esto se cumple uno de resultados que se esperaba llegar, la reducción de las fuerzas también trae como resultado una disminución de los materiales y así una reducción económica que podría compensar el costo de los aisladores.

De todo el análisis y diseño de ambos modelos podemos concluir:

- En columnas del modelo convencional se pudo reducir el f_c' pero estamos con una distorsión crítica, también se pudo haber reducido el acero pero tal como lo hemos demostrado, estamos trabajando prácticamente con el acero mínimo y por facilidad constructiva, es que se vio conveniente trabajar con 12 ϕ 1 cuidando de variar esta distribución en altura (ver planos).
- Las columnas del modelo aislado aumentaron sus cargas en los diagramas, pero hay que tomar en cuenta que, el retirar las placas ha generado algunos cambios tales como el aumento del momento en las columnas producto de la fuerza cortante (Recordemos que las placas o muros de corte son elementos que están diseñados para recibir gran cantidad de fuerza cortante).
- En las vigas del modelo convencional no tuvimos mayor problema en su análisis o diseño, se hizo según los requerimientos del RNE.
- En las vigas de los modelos aislados ha aumentado el acero por el retiro de placas (los pórticos son los que esta vez absorben toda la fuerza sísmica)
- En un supuesto que el modelo convencional no hubiese requerido placas (sólo pórticos), en el modelo aislado de la misma edificación hubiese habido un ahorro de material.
- En la cimentación se vio un incremento de requerimiento de acero para el modelo aislado, pero fue mínima ya que esta estructura no presenta mucha irregularidad ni presenta grandes dimensiones en planta a comparación de otras edificaciones, entonces vemos una tendencia a incrementar el requerimiento de refuerzo a medida que una edificación contemple mayores dimensiones a las planteadas.

7.2. COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS COSTOS OBTENIDOS CON CADA MODELO, ASÍ COMO EL BENEFICIO QUE SE PODRÍA OBTENER AL HACER USO DE AISLADORES SÍSMICOS.

Comentarios comparativos

En vista que el diseño de losas, columnas, cimentación, escaleras, muros de contención para ambos modelos son iguales, solo se presentan como puntos críticos que van influenciar en los costos los siguientes elementos: placas, vigas Y aisladores.

Vigas

La construcción de un nivel más para la interfase de aislación, incrementa el costo de la mano de obra, materiales, etc. Lo podemos ver en la hoja de metrados.

Para las vigas del edificio aislado hay un aumento de

- 25.69 m³ de concreto
- 197.63 m² de encofrado
- 9610.42 kg de acero

Lo que origina S/.71,793.41 sobre la edificación convencional

Placas

El retiro de las placas para el modelo aislado genera una compensación de

- 110.61 m³ de concreto
- 908.69 m² de encofrado
- 16408.47 kg de acero

Lo que origina S/.203,748.13 sobre la edificación convencional

Aisladores

El costo de cada aislador (MO, Equipos y material) es 5000 mil dólares aproximadamente (Según referencia de la construcción de un edificio con características similares en Chile) que en total suman 65000 mil dólares (S/.

182000) para 13 aisladores que son los que se requieren para nuestra edificación aislada

De los presupuestos mostrados:

Total del presupuesto edificación SIN la incorporación de aisladores sísmicos:

S/. 2,436,093.38

Total del presupuesto edificación CON la incorporación de aisladores sísmicos:

S/. 2,506,957.58

Por otro lado, también se deben notar los puntos a favor del uso de aisladores y si bien esta tesis no contempla el análisis de costos a largo plazo, especialmente por lo difícil que es cuantificar muchos de ellos, se tiene que mencionar que durante la vida útil del edificio ocurrirán sismos frecuentes y quizás sismos importantes. El reciente sismo de Pisco, que fue un sismo pequeño en Lima, causó daños menores a muchas edificaciones en Lima lo que debería cuantificarse como un costo a largo plazo porque luego, un sismo importante infligirá daños considerables en la estructura convencional, que también deberán repararse. Ninguno de estos afectará a la estructura aislada.

Además deberían analizarse los costos si esta edificación dejara de funcionar. Si se observa desde una perspectiva social

También se pueden mencionar costos como aseguramiento de la estructura y de sus componentes que también se dañarán durante un sismo; edificaciones que alberguen equipos costosos (servidores de bases de datos, equipos médicos, maquinaria industrial de precisión, hasta seguros de vida, etc), se verán más beneficiadas por la aislación.

A diferencia de los costos directos, todos estos últimos son costos probables; pero deberán tenerse en cuenta al realizar un análisis exhaustivo de las ventajas económicas de utilizar un sistema de aislación.

7.3. COMPARACIÓN DE TIEMPOS QUE SE EMPLEARAN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CADA MODELO.

El tiempo total de construcción del edificio convencional es: 189 días

El tiempo total de construcción del edificio aislado es: 274 días

La construcción de un nivel más para la interfase de aislación, así como el montaje de los aisladores incrementa el tiempo de construcción en la obra en: 85 días

El tiempo que se debería ahorrar en la construcción de las placas no ha generado compensación en el tiempo del modelo aislado ya que su construcción se ejecuta como el de las columnas y son hechas en paralelo a las mismas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para los aisladores se debe considerar que no pueden resistir esfuerzos de tracción significativos (mayor a 15% de la fuerza de compresión). Edificios altos y esbeltos reciben un momento volcante (el cual genera tracción) que debe ser equilibrado por un par de fuerzas en la base. Por esto en distintas bibliografías hemos podido identificar que la experiencia dice que, para que sistema aislado no falle por tracción es necesario tener una esbeltez (H_n/B_{menor}) hasta 1.7 en edificaciones regulares y 1.5 en general en todas las edificaciones con irregularidades.

En el proceso iterativo que se realizó en el análisis estático se pudo observar que los aisladores elastoméricos aumentan su eficiencia según aumenta su capacidad de carga, es decir, aisladores con un diámetro mayor tienen una capacidad mucho mayor mientras su rigidez lateral aumenta sólo en una fracción de la proporción, así que es preferible utilizar aisladores con mayor diámetro, en vez de varios de menor diámetro, para conseguir una interfase de aislación más flexible y así una elevación del periodo de la estructura aislada, pero siempre encontrando un equilibrio ya que si se contara con varios aisladores de diámetros considerables, el sistema de aislación se rigidizaría, disminuyendo el periodo y por ende el aumento de la fuerza sísmica.

La aislación sísmica en edificaciones que se encuentren en lugares de alta sismicidad resulta beneficiosa en la mayoría de los casos, debido a que las frecuencias predominantes de los sismos son altas, lo que implica que estructuras con periodos altos, como es el caso de las estructuras con aislación, no amplifican las aceleraciones.

La eficiencia del diseño se logra cuando las fuerzas finales son como máximo iguales a las que se obtendrían con un diseño sin aislación, con la diferencia, de que el diseño aislado no se espera daños por comportamiento inelástico de la

estructura, en nuestro caso se experimentan reducción de fuerzas como mínimo el 25%.

El periodo natural de la superestructura es un indicador de la eficiencia posible en la aislación. Un periodo muy alto impide conseguir una diferenciación con el periodo del edificio aislado, en consecuencia la reducción de fuerzas será mínima. Una forma sencilla de determinar si la aislación de una estructura es recomendable, es verificar que la máxima esbeltez sea menor a 1.7, la altura del edificio menor a 35 metros u 8 pisos.

Se concluye que el procedimiento de diseño de los aisladores y de la estructura no es un análisis complicado, pero puede resultar tedioso al ser iterativo en nuestro caso no se hicieron más de tres iteraciones por tratarse de una edificación enteramente regular y de dimensiones de base relativamente pequeñas.

El diseño estructural es el mismo que para una edificación convencional, con la salvedad que se debe prestar más atención a los efectos fuerza-deformación para el diseño de las columnas o placas del primer piso, las vigas de la interfase de aislación y la cimentación, debido a que el mayor desplazamiento incrementa la importancia de este efecto, sobretodo en diafragmas con excentricidad alta.

El objetivo de un diseño con aislación es que el edificio no resulte dañado durante un sismo severo. Esto puede representar un costo directo adicional, dado que la reducción de las fuerzas en la superestructura no compensaría el incremento de los costos de la cimentación y el sistema de aislación en sí. Sin embargo, el incremento de los costos no es sustancial y podría ser despreciable si la obra es de gran envergadura, con características generosas.

Para este caso en particular los costos del edificio aislado son menores a los del convencional, como ya se sustentó anteriormente los costos en una edificación aislada se incrementan en la cimentación, construcción de un nivel adicional pero principalmente por el costo del propio aislador, sólo que en nuestro caso se trata

de 13 aisladores, si el proyecto hubiese sido considerablemente mayor (mayores dimensiones de planta) el costo final superaría a una estructura convencional. Se deben considerar los costos a largo plazo, especialmente en proyectos de gran importancia (categoría A) como hospitales, estaciones de bomberos, comisarías, posibles refugios, etc. y de contenido valioso o peligroso como museos, almacenes industriales, etc. Por otro lado, se puede convencer a aquellos usuarios que valoren la seguridad propia o de su inversión: como oficinas de corporaciones o viviendas de lujo, que el costo adicional es justificable. En conclusión, si bien existe un costo directo adicional, éste es porcentualmente pequeño y resulta en un beneficio a largo plazo.

En lo concerniente a los tiempos de ejecución se puede observar que una estructura aislada toma más tiempo en su construcción, por el nivel adicional para la interfase y por el montaje, colocación e instalación de los aisladores. Los tiempos de ejecución de ambos modelos se aproximarían si en el modelo convencional las mismas cuadrillas para columnas, realizaran después las placas, pero en obra se incrementan los recursos (MO, herramientas, etc), para una construcción en paralelo (columna-placa).

BIBLIOGRAFIA

1. *Design Of Seismic Isolated Structures* – Farzad Naeim, James M. Kelly
2. *Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures*
3. *UNIFORM BUILDING CODE 1997*
4. *Apuntes de los cursos de concreto armado I, II e ingeniería antisísmica dictados por el Ingeniero Oscar Félix Chávez Vega en la Universidad Católica de Santa María*
5. *Korswagen Eguren Paul Alexander, Arias Ricse Julio César, Huaranga Huamani Pamela Grace. Tesis “Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú”. Pontificia Universidad Católica del Perú 2012.*
6. *Portocarrero Guzmán José Mauricio. Tesis “Diseño estructural de un edificio destinado a vivienda con cinco pisos con departamentos en dúplex, ubicado en el distrito de Miraflores”. Pontificia Universidad Católica del Perú 2008.*
7. *Guía de diseño aisladores Dynamic Isolation Systems (DIS). http://www.dis-inc.com/technical.html#design_and_modeling*

ANEXOS

Anexo #1: Costos unitarios para ambas edificaciones

Anexo #2: Programación de obra generada para la edificación convencional.

Anexo #3: Programación de obra generada para la edificación aislada sísmicamente.

Anexo #4: Desarrollo de metrados

Anexo #5: Planos

Planos: Arquitectura General

Planos: Estructuras edificación convencional

- Cimentaciones ES-1; ES-2; ES-3; ES-4
- Columnas ES-5; ES-6; ES-7; ES-8
- Losas ES-9; ES-10
- Vigas ES-11; ES-12; ES-13; ES-14
- Escaleras ES-15

Planos: Estructuras edificación aislada sísmicamente

- Cimentaciones ES-1; ES-2; ES-3; ES-4
- Columnas ES-5; ES-6; ES-7
- Losas ES-9; ES-10; ES-11
- Vigas ES-12; ES-13; ES-14

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304022 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A
Subpresupuesto 001 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A
Fecha presupuesto 22/01/2014

Partida 01.01 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL

Rendimiento m2/DIA MO. 120.0000 EQ. 120.0000 Costo unitario directo por : m2 1.76

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0067	15.72	0.11
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.1333	11.80	1.57
						1.68
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.68	0.08
						0.08

Partida 01.02 TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR

Rendimiento m2/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : m2 2.32

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	15.72	0.05
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.0160	11.80	0.19
0147030021	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0320	15.10	0.48
						0.72
Materiales						
0229030004	YESO	BOL		0.0450	18.00	0.81
0244010000	ESTACA DE MADERA	p2		0.0165	4.20	0.07
						0.88
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.72	0.02
0349190001	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0320	12.00	0.38
0349190003	NIVEL	HE	1.0000	0.0320	10.00	0.32
						0.72

Partida 02.01 NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION

Rendimiento m2/DIA MO. 50.0000 EQ. 50.0000 Costo unitario directo por : m2 9.59

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0160	15.72	0.25
0147010002	OPERARIO	hh	1.0010	0.1602	14.89	2.39
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.3200	11.80	3.78
						6.42
Materiales						
0243160052	REGLA DE MADERA	p2		0.0300	4.30	0.13
						0.13
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	6.42	0.19
0349030004	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 7 HP	hm	1.0000	0.1600	17.80	2.85
						3.04

Partida 02.02 EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO SEMIROCOSO/RETRO .5Y3

Rendimiento m3/DIA MO. 100.0000 EQ. 100.0000 Costo unitario directo por : m3 8.97

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000023	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	1.0000	0.0800	15.10	1.21
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0160	15.72	0.25
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.1600	11.80	1.89
						3.35
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.35	0.10

Fecha : 23/01/2014 01:51:27p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0304022	PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A					
Subpresupuesto	001	PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A			Fecha presupuesto	22/01/2014	
0349040006	CARGADOR RETROEXCAVADOR 62 HP 1 YD3	hm	0.3000	0.0240	230.00	5.52	5.62

Partida	02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON MAQUINA					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 260.0000	EQ. 260.0000	Costo unitario directo por : m3		26.79	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0062	15.72	0.10
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	14.89	0.46
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0923	11.80	1.09
						1.65
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.65	0.05
0348040023	CAMION VOLQUETE 4x2 140-210 HP 6 M3.	hm	1.0000	0.0308	175.00	5.39
0349040008	CARGADOR S/LLANTAS 100-115 HP 2-2.25 YD3	hm	4.0000	0.1231	160.00	19.70
						25.14

Partida	02.04	REFINE Y NIVELACION EN TERRENO NORMAL					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 45.0000	EQ. 45.0000	Costo unitario directo por : m2		6.42	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.5333	11.80	6.29
						6.29
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	6.29	0.13
						0.13

Partida	03.01	SOLADO DE CONCRETO E=4"					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.5000	EQ. 12.5000	Costo unitario directo por : m3		187.59	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0640	15.72	1.01
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6400	14.89	9.53
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6400	13.15	8.42
0147010004	PEON	hh	8.0000	5.1200	11.80	60.42
						79.38
	Materiales					
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		4.4000	19.85	87.34
0238000000	HORMIGON	m3		1.2400	7.00	8.68
0239050000	AGUA	m3		0.1800	7.00	1.26
						97.28
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	79.38	2.38
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.6400	13.36	8.55
						10.93

Partida	04.01.01	CONCRETO EN MURO DE CONTENCION F'C=280 KG/CM2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m3		437.88	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1333	15.72	2.10
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	14.89	9.93
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.3333	13.15	17.53
0147010004	PEON	hh	10.0000	6.6667	11.80	78.67
						108.23

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0304022 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A					Fecha presupuesto	22/01/2014
Subpresupuesto	001 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A						
Materiales							
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7400	70.00		51.80
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4000	45.00		18.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		12.0000	19.85		238.20
0239050000	AGUA	m3		0.1840	7.00		1.29
							309.29
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	108.23		3.25
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.6667	12.30		8.20
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.6667	13.36		8.91
							20.36
Partida	04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CONTENCION					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2			44.65
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	15.72	1.05	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	14.89	9.93	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.15	8.77	
							19.75
Materiales							
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.85	1.16	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	3.83	0.65	
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		5.0000	4.50	22.50	
							24.31
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	19.75	0.59	
							0.59
Partida	04.01.03	ACERO GRADO 60 EN MURO DE CONTENCION					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg			5.63
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	15.72	0.05	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	14.89	0.48	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	13.15	0.42	
							0.95
Materiales							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.85	0.23	
0203030048	FIERRO CO. FY=4200 KG/CM2 (GRADO 60)	kg		1.0400	4.25	4.42	
							4.65
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.95	0.03	
							0.03
Partida	04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m3			426.26
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	1.1429	14.12	16.14	
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1143	15.72	1.80	
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.1429	14.89	17.02	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	13.15	7.51	
0147010004	PEON	hh	10.0000	5.7143	11.80	67.43	
							109.90
Materiales							

Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0304022 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A				Fecha presupuesto	22/01/2014
	001 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7000	70.00	49.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4000	45.00	18.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		11.5000	19.85	228.28
0234010054	GASOLINA 90 OCTANOS	gln		0.1200	15.50	1.86
0239050000	AGUA	m3		0.1800	7.00	1.26
						298.40
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	109.90	3.30
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5714	12.30	7.03
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.5714	13.36	7.63
						17.96

Partida	04.02.02	ACERO GRADO 60 EN PLATEA DE CIMENTACION					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg			5.63
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	15.72	0.05	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	14.89	0.48	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	13.15	0.42	
						0.95	
	Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.85	0.23	
0203030048	FIERRO CO. FY=4200 KG/CM2 (GRADO 60)	kg		1.0400	4.25	4.42	
						4.65	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.95	0.03	
						0.03	

Partida	04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=350KG/CM2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3			550.65
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1600	15.72	2.52	
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	14.89	23.82	
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.6000	13.15	21.04	
0147010004	PEON	hh	12.0000	9.6000	11.80	113.28	
						160.66	
	Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.6500	70.00	45.50	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3500	45.00	15.75	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		15.0000	19.85	297.75	
0234010054	GASOLINA 90 OCTANOS	gln		0.2800	15.50	4.34	
0239050000	AGUA	m3		0.1850	7.00	1.30	
						364.64	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	160.66	4.82	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.8000	12.30	9.84	
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.8000	13.36	10.69	
						25.35	

Partida	04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2			49.89
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	15.72	1.05	
0147010002	OPERARIO	hh	0.5000	0.3333	14.89	4.96	

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0304022 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A				Fecha presupuesto	22/01/2014
Subpresupuesto	001 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A					
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.15	8.77
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.6667	11.80	7.87
						22.65
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.85	1.16
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	3.83	0.65
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		5.5000	4.50	24.75
						26.56
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	22.65	0.68
						0.68

Partida	04.03.03 ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		5.76
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	15.72	0.05
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	14.89	0.48
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	13.15	0.42
						0.95
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.85	0.23
0203030048	FIERRO CO. FY=4200 KG/CM2 (GRADO 60)	kg		1.0700	4.25	4.55
						4.78
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.95	0.03
						0.03

Partida	04.04.01 CONCRETO EN VIGAS F'C=2800 KG/CM2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m3		408.44
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1143	15.72	1.80
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	14.89	8.51
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	13.15	7.51
0147010004	PEON	hh	10.0000	5.7143	11.80	67.43
						85.25
	Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7500	70.00	52.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4380	45.00	19.71
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		11.5000	19.85	228.28
0234010054	GASOLINA 90 OCTANOS	gln		0.2700	15.50	4.19
0239050000	AGUA	m3		0.1840	7.00	1.29
						305.97
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	85.25	2.56
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5714	12.30	7.03
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.5714	13.36	7.63
						17.22

Partida	04.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		52.27
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	15.72	1.05
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	14.89	9.93

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0304022	PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A				
Subpresupuesto	001	PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA CUSCO BLOQUE A			Fecha presupuesto	22/01/2014
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.15	8.77
						19.75
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2100	3.85	0.81
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2400	3.83	0.92
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		6.7100	4.50	30.20
						31.93
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	19.75	0.59
						0.59

Partida	04.04.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		5.63
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	15.72	0.05
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	14.89	0.48
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	13.15	0.42
						0.95
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.85	0.23
0203030048	FIERRO CO. FY=4200 KG/CM2 (GRADO 60)	kg		1.0400	4.25	4.42
						4.65
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.95	0.03
						0.03

Partida	04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m3		377.92
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	1.6000	14.12	22.59
0147010001	CAPATAZ	hh	0.3000	0.1600	15.72	2.52
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	1.6000	14.89	23.82
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.0667	13.15	14.03
0147010004	PEON	hh	10.0000	5.3333	11.80	62.93
						125.89
	Materiales					
0205010004	ARENA GRUESA	m3		1.0500	45.00	47.25
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.2000	19.85	182.62
0234010054	GASOLINA 90 OCTANOS	gln		0.2200	15.50	3.41
0239050000	AGUA	m3		0.1840	7.00	1.29
						234.57
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	125.89	3.78
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5333	12.30	6.56
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.5333	13.36	7.12
						17.46

Partida	04.05.02	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO				
Rendimiento	und/DIA	MO. 1,500.0000	EQ. 1,500.0000	Costo unitario directo por : und		1.88
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0005	15.72	0.01
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0053	14.89	0.08
0147010003	OFICIAL	hh	1.5000	0.0080	13.15	0.11

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0304022 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA BLOQUE A					Fecha presupuesto	22/01/2014
Subpresupuesto	001 PRESUPUESTO EDIFICIO LOCAL INSTITUCIONAL CAJA BLOQUE A						
0147010004	PEON	hh	10.0000	0.0533	11.80	0.63	
						0.83	
	Materiales						
0217010004	LADRILLO P/TECHO DE 15x30x30 CM 8 HCOS.	und		1.0500	0.98	1.03	
						1.03	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.83	0.02	
						0.02	
Partida	04.05.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 13.0000	EQ. 13.0000	Costo unitario directo por : m2			49.84
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0615	15.72	0.97	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6154	14.89	9.16	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6154	13.15	8.09	
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.6154	11.80	7.26	
						25.48	
	Materiales						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1100	3.83	0.42	
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		5.1500	4.50	23.18	
						23.60	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.48	0.76	
						0.76	
Partida	04.05.04 ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 280.0000	EQ. 280.0000	Costo unitario directo por : kg			5.41
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0029	15.72	0.05	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0286	14.89	0.43	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0286	13.15	0.38	
						0.86	
	Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.85	0.23	
0203030048	FIERRO CO. FY=4200 KG/CM2 (GRADO 60)	kg		1.0100	4.25	4.29	
						4.52	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.86	0.03	
						0.03	

ID		Nombre de tarea	Duración	EDIFICACION SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SISMICOS											
0		PROGRAMACION EDIFICIO CONVENCIONAL	189 días	<div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> <div>2014</div> </div>											
1															
2		1 OBRAS PRELIMINARES	4 días												
3		1.1 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	3 días												
4		1.2 TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	1 día												
5		2 MOVIMIENTO DE TIERRA	22 días												
6		2.1 NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	7 días												
7		2.2 EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO SEMICOSOQUETRO 5Y3	15 días												
8		2.3 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON MAQUINA	6 días												
9		2.4 REFINIE Y NIVELACION EN TERRENO NORMAL	15 días												
10		3 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	3 días												
11		3.1 SOLADO DE CONCRETO E=4"	3 días												
12		4 OBRAS DE CONCRETO ARMADO	166 días												
13		4.1 MURO DE CONTENCIÓN	127 días												
14		4.1.1 CONCRETO EN MURO DE CONTENCIÓN F'C=280 KG/CM2	5 días												
15		4.1.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CONTENCIÓN	58 días												
16		4.1.3 ACERO GRADO 60 EN MURO DE CONTENCIÓN	64 días												
17		4.2 PLATEA DE CIMENTACION	119 días												
18		4.2.1 CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION F'C=280 KG/CM2	89 días												
19		4.2.2 ACERO EN PLATEA DE CIMENTACION	110 días												
20		4.3 COLUMNAS	141 días												
21		4.3.1 CONCRETO COLUMNA F'C=360 KG/CM2	77 días												
22		4.3.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	82 días												
23		4.3.3 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	137 días												
24		4.4 PLACAS	137 días												
25		4.4.1 CONCRETO PLACAS F'C=360 KG/CM2	100 días												
26		4.4.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	121 días												
27		4.4.3 ACERO DE REFUERZO EN PLACAS	66 días												
28		4.5 VIGAS	166 días												
29		4.5.1 CONCRETO EN VIGAS F'C=280KG/CM2	124 días												
30		4.5.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	141 días												
31		4.5.3 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	141 días												
32		4.6 LOSA ALIGERADA	132 días												
33		4.6.1 CONCRETO EN LOSA ALIGERADA F'C=210KG/CM2	51 días												
34		4.6.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA F'C=210KG/CM2	117 días												
35		4.6.3 ACERO DE REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS	54 días												
36		4.6.4 LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 0.20X0.30X0.30m PARA TECHO ALIGERADO	29 días												
37		4.7 LOSA MACIZA	29 días												
38		4.7.1 CONCRETO EN LOSA MACIZA F'C=210KG/CM2	4 días												
39		4.7.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA MACIZA F'C=210KG/CM2	22 días												
40		4.7.3 ACERO DE REFUERZO EN LOSAS MACIZA	15 días												
41		4.8 ESCALERAS	105 días												
42		4.8.1 CONCRETO EN ESCALERAS F'C=280KG/CM2	81 días												
43		4.8.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA F'C=280KG/CM2	99 días												
44		4.8.3 ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	85 días												

Proyecto: PROGRAMACION EDIFICIO

Fecha: lun 05/05/14

Tarea

Tarea critica

Hito

Resumen

Tarea resumida

Tarea critica resumida

Hito resumido

Progreso resumido

Distión

Tareas externas

Resumen del proyecto

Agrupar por stíles

Progreso

Fecha límite

COMPACTACION EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE SÍETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SISMICOS

Página 1

[illegible]

EDIFICACION CON LA INCORPORACION DE AISLADORES SISMICOS

Id	Nombre de tarea	Duración	Feb 14	Mar 14	Abr 14	May 14	Jun 14	Jul 14	Ago 14	Sep 14	Oct 14	Nov 14	Dic 14	Ene 15	Feb 15	Mar 15
			27/03/10	17/04/10	17/05/10	17/06/10	17/07/10	17/08/10	17/09/10	17/10/10	17/11/10	17/12/10	17/01/11	17/02/11	17/03/11	17/04/11
0	PROGRAMACION EDIFICIO AISLADO SISMICAMENTE	274 días														
1	1 OBRAS PRELIMINARES	4 días														
2	1.1 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	3 días														
3	1.2 TRAZO Y REPLANTIO PRELIMINAR	1 día														
4	2 MOVIMIENTO DE TIERRA	22 días														
5	2.1 NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	7 días														
6	2.2 EXCAVACION MASIVA A MAQUINA EN TERRENO SEMIRROCOSO/RETRO 5/3	15 días														
7	2.3 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON MAQUINA	6 días														
8	2.4 REFINE Y NIVELACION EN TERRENO NORMAL	15 días														
9	3 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	3 días														
10	3.1 SOLADO DE CONCRETO E=4"	3 días														
11	4 OBRAS DE CONCRETO ARMADO	273 días														
12	4.1 MURO DE CONTENCIÓN	121 días														
13	4.1.1 CONCRETO EN MURO DE CONTENCIÓN FC=280 KG/CM2	5 días														
14	4.1.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MURO DE CONTENCIÓN	18 días														
15	4.1.3 ACERO GRADO 60 EN MURO DE CONTENCIÓN	8 días														
16	4.2 PLATEA DE CIMENTACION	113 días														
17	4.2.1 CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION FC=280 KG/CM2	16 días														
18	4.2.2 ACERO EN PLATEA DE CIMENTACION	110 días														
19	4.3 COLUMNAS	155 días														
20	4.3.1 CONCRETO COLUMNA FC=350 KG/CM2	15 días														
21	4.3.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	82 días														
22	4.3.3 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	137 días														
23	4.4 VIGAS	165 días														
24	4.4.1 CONCRETO EN VIGAS FC=280KG/CM2	15 días														
25	4.4.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	109 días														
26	4.4.3 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	141 días														
27	4.5 LOSA ALIGERADA	249 días														
28	4.5.1 CONCRETO EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	51 días														
29	4.5.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM	117 días														
30	4.5.3 ACERO DE REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS	54 días														
31	4.5.4 LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 0.20X0.30X0.30m PARA TEOCHO ALIGERADO	9 días														
32	4.6 LOSA MACIZA	94 días														
33	4.6.1 CONCRETO EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	4 días														
34	4.6.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	22 días														
35	4.6.3 ACERO DE REFUERZO EN LOSAS MACIZA	15 días														
36	4.7 ESCALERAS	191 días														
37	4.7.1 CONCRETO EN ESCALERAS FC=280KG/CM2	2 días														
38	4.7.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA FC=280KG/CM2	2 días														
39	4.7.3 ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	2 días														
40	5 AISLADORES SISMICOS	1 día														
41	5.1 AISLADORES ELASTOMERICOS CON NUCLEO DE PLOMO LBR-1	1 día														
42	5.2 AISLADORES ELASTOMERICOS CON NUCLEO DE PLOMO LBR-2	1 día														
43	5.3 AISLADORES ELASTOMERICOS CON NUCLEO DE PLOMO LBR-3	1 día														
44	5.4 AISLADORES ELASTOMERICOS CON NUCLEO DE PLOMO LBR-4	1 día														

Proyecto: PROGRAMACION EDIFICIO

Fecha: lun 05/05/14

Tarea

Tarea critica

Resumen

Tarea resumida

Hilo resumido

Progreso resumido

Tareas externas

Resumen del proyecto

Progreso

Fecha límite

Hilo

Tarea critica resumida

División

Agrupar por síntesis

[illegible]

PLANILLA DE METRADOS LOCAL INSTITUCIONAL DE LA CAJA MUNICIPAL

CODIGO	PARTIDA DETALLES	Ø	Nro ELEM. ESTR. IGUALES	Nro DE BARRAS IGUALES	LONGITUD POR BARRA	SUBTOTAL LONGITUD EN METROS							
						0.28 6mm	0.50 8mm	0.24 1/4"	0.57 3/8"	1.01 1/2"	1.59 5/8"	2.85 3/4"	5.07 1"
	ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONTENCIÓN												
	EJE A												
	malla vertical interior	3/8"	1	143	4.70				672.10				
	malla vertical exterior	3/8"	1	143	4.73				676.39				
	malla horizontal interior	3/8"	1	18	18.15				326.70				
	malla horizontal exterior	3/8"	1	18	18.20				327.60				
	EJE 1												
	malla vertical interior	3/8"	1	152	4.73				718.96				
	malla vertical exterior	3/8"	1	152	4.75				722.00				
	malla horizontal interior	3/8"	1	18	19.28				347.04				
	malla horizontal exterior	3/8"	1	18	19.33				347.94				
	EJE E												
	malla vertical interior	3/8"	1	90	4.70				423.00				
	malla vertical exterior	3/8"	1	90	4.73				425.70				
	malla horizontal interior	3/8"	1	18	12.21				219.78				
	malla horizontal exterior	3/8"	1	18	12.26				220.68				
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	5427.89	0.00	0.00	0.00	0.00
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	3093.90	0.00	0.00	0.00	0.00
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	3248.59	0.00	0.00	0.00	0.00
					TOTAL ACERO								3248.59
	ACERO DE REFUERZO EN PLATEA DE CIMENTACION												
	EJE 1 a EJE 5												
	malla vertical superior	3/4"	1	98	21.04							2061.92	
	malla vertical inferior	3/4"	1	117	22.03							2577.51	
	EJE A a EJE E												
	malla vertical superior	3/4"	1	104	19.85							2064.40	
	malla vertical inferior	3/4"	1	124	20.04							2484.96	
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9188.79	0.00
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26188.05	0.00
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27497.45	0.00
					TOTAL ACERO								27497.45
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS												
	COLUMNA C1												
	C-1 (semisotano a tercer nivel)	1"	8	12	18.23								1750.08
	Estribos	3/8"	8	96	5.73				4400.64				
	Zona de traslape	3/8"	8	36	5.73				1650.24				
	C-1 (cuarto a setimo nivel)	1"	8	8	15.78								1009.92
		3/4"	8	4	15.78							504.96	
	Estribos	3/8"	8	89	5.73				4079.76				
	Zona de traslape	3/8"	8	36	5.73				1650.24				
	COLUMNA C2												
	C-2 (semisotano a tercer nivel)	1"	2	10	18.08								361.60
		3/4"	2	4	17.68							141.44	
	Estribos	3/8"	2	96	4.15				796.80				
	Zona de traslape	3/8"	2	36	4.15				298.80				
	C-2 (cuarto a setimo nivel)	1"	2	10	16.64								332.80
	Estribos	3/8"	2	89	4.15				738.70				
	Zona de traslape	3/8"	2	36	4.15				298.80				
	COLUMNA C3												
	C-3 (semisotano a tercer nivel)	1"	2	10	18.13								362.60
		3/4"	2	4	17.73							141.84	
	Estribos	3/8"	2	96	4.12				791.04				
	Zona de traslape	3/8"	2	36	4.12				296.64				
	C-3 (cuarto a setimo nivel)	1"	2	10	16.58								331.60
	Estribos	3/8"	2	89	4.12				733.36				
	Zona de traslape	3/8"	2	36	4.12				296.64				
	COLUMNA C4												
	C-4 (semisotano a tercer nivel)	1"	1	8	4.70								37.60
	Estribos	3/8"	1	30	4.32				129.60				
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	16161.26	0.00	0.00	788.24	4186.20
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	9211.92	0.00	0.00	2246.48	21224.03
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	9672.51	0.00	0.00	2358.81	22285.24
					TOTAL ACERO								34316.56
	ACERO DE REFUERZO EN PLACAS												
	PLACA PL-1												
	PL-1(semisotano a primer nivel)	1"	4	12	9.67								464.16
		3/4"	4	8	9.27							296.64	
		3/8"	4	10	9.10				364.00				
	Estribo grande	3/8"	4	67	5.15				1380.20				
	Estribos pequeños	3/8"	4	28	2.70				302.40				
	PL-1(segundo nivel a quinto nivel)	5/8"	4	12	16.62						797.76		
		1/2"	4	8	16.22					519.04			
		3/8"	4	10	15.86								
	Estribo grande	3/8"	4	61	5.15				1256.60				
	Estribos pequeños	3/8"	4	49	2.70				529.20				
	PL-1(sexto nivel a setimo nivel)	1/2"	4	12	8.40					403.20			
		3/8"	4	8	8.10				259.20				
		3/8"	4	10	8.10				324.00				
	Estribo grande	3/8"	4	30	5.15				618.00				
	Estribos pequeños	3/8"	4	24	2.70				259.20				
	PLACA PL-2												
	PL-2(semisotano a primer nivel)	1"	2	8	9.67								154.72
		3/4"	2	12	9.27							222.48	
		1/2"	2	22	9.10					400.40			
	Estribo grande	3/8"	2	67	8.75				1172.50				
	Estribos pequeños	3/8"	2	28	5.00				280.00				
	PL-2(segundo nivel a quinto nivel)	3/4"	2	20	16.62							664.80	
		1/2"	2	22	15.86						697.84		
	Estribo grande	3/8"	2	61	8.75				1067.50				
	Estribos pequeños	3/8"	2	49	5.00				490.00				
	PL-2(sexto nivel a setimo nivel)	1/2"	2	12	8.40					201.60			
		3/8"	2	8	8.10				129.60				
		1/2"	2	22	8.10					356.40			
	Estribo grande	3/8"	2	30	8.75				525.00				
	Estribos pequeños	3/8"	2	24	5.00				240.00				
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	9197.40	2578.48	797.76	1183.92	618.88
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	5242.52	2604.26	1268.44	3374.17	3137.72
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	5504.64	2734.48	1331.86	3542.88	3294.61
					TOTAL ACERO								16408.47
	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS												
	PRIMER NIVEL												

CODIGO	PARTIDA DETALLES	Ø	Nro ELEM. ESTR IGUALES	Nro DE BARRAS IGUALES	LONGITUD POR BARRA	SUBTOTAL LONGITUD EN METROS							
						0.28 6mm	0.50 8mm	0.24 1/4"	0.57 3/8"	1.01 1/2"	1.59 5/8"	2.85 3/4"	
	Eje D (parte superior)	3/8"	1	3	19.33				57.99				
	(parte inferior)	3/8"	1	3	19.62				58.86				
	Estribos	3/8"	1	102	1.70				173.40				
	Eje C (parte superior)	3/8"	1	3	19.22				57.66				
	(parte inferior)	3/8"	1	3	19.62				58.86				
	Estribos	3/8"	1	122	1.70				207.40				
	Eje C' (parte superior)	3/8"	1	3	8.00				24.00				
	(parte superior)	3/8"	1	3	2.50				7.50				
	(parte inferior)	3/8"	1	3	8.00				24.00				
	Estribos	3/8"	1	51	1.70				86.70				
	VIGA CHATA	5/8"	1	4	3.75					15.00			
	Estribos	3/8"	1	31	1.00				31.00				
	Eje B (parte superior)	3/8"	1	3	19.28				57.84				
	(parte inferior)	5/8"	1	3	19.68					59.04			
	Estribos	3/8"	1	102	1.70				173.40				
	Eje 2 (parte superior)	3/4"	1	3	16.06							48.18	
		3/4"	1	1	6.31							6.31	
	(parte inferior)	3/4"	1	3	16.10							48.30	
	Estribos	3/8"	1	68	2.10				142.80				
	Eje 3 (parte superior)	3/4"	1	3	20.62							61.86	
		3/4"	1	2	12.12							24.24	
	(parte inferior)	3/4"	1	3	21.03							63.09	
		5/8"	1	2	7.40						14.80		
	Estribos	3/8"	1	115	2.10				241.50				
	Eje 4 (parte superior)	3/4"	1	3	20.71							62.13	
		3/4"	1	2	12.21							24.42	
	(parte inferior)	3/4"	1	3	21.03							63.09	
		5/8"	1	2	7.40						14.80		
	Estribos	3/8"	1	115	2.10				241.50				
	Eje 5 (parte superior)	3/4"	1	3	21.22							63.66	
		5/8"	1	2	6.27						12.54		
	(parte inferior)	3/4"	1	3	21.59							64.77	
	Estribos	3/8"	1	100	2.10				210.00				
	SEGUNDO NIVEL												
	Eje D (parte superior)	1"	1	2	8.50								17.00
		3/8"	1	3	17.15				51.45				
	(parte inferior)	3/4"	1	2	8.54							17.08	
		3/8"	1	3	17.45				52.35				
	Estribos	3/8"	1	84	1.70				142.80				
	Eje C (parte superior)	3/8"	1	3	18.10				54.30				
		3/8"	1	1	5.72				5.72				
	(parte inferior)	3/8"	1	3	17.45				52.35				
	Estribos	3/8"	1	104	1.70				176.80				
	VIGA CHATA	5/8"	1	4	4.75					19.00			
	Estribos	3/8"	1	38	1.00				38.00				
	Eje B (parte superior)	1"	1	2	8.63								17.26
		3/8"	1	3	17.15				51.45				
	(parte inferior)	3/4"	1	2	8.56							17.12	
		3/8"	1	3	17.45				52.35				
	Estribos	3/8"	1	84	1.70				142.80				
	Eje 2 (parte superior)	3/4"	1	3	12.49							37.47	
		3/4"	1	1	6.38							6.38	
		3/4"	1	5	5.51							27.55	
	(parte inferior)	3/4"	1	3	10.89							32.67	
		3/4"	1	4	7.51							30.04	
	Estribos	3/8"	1	78	2.10				163.80				
	Eje 3 (parte superior)	3/4"	1	3	19.50							58.50	
		3/4"	1	2	9.02							18.04	
		3/8"	1	2	3.16				6.32				
	(parte inferior)	3/4"	1	3	18.21							54.63	
		5/8"	1	2	7.40						14.80		
	Estribos	3/8"	1	93	2.10				195.30				
	Eje 4 (parte superior)	3/4"	1	3	17.91							53.73	
		3/4"	1	2	3.13							6.26	
		5/8"	1	2	9.03						18.06		
	(parte inferior)	3/4"	1	3	18.32							54.96	
		5/8"	1	2	7.40						14.80		
	Estribos	3/8"	1	93	2.10				195.30				
	Eje 5 (parte superior)	3/4"	1	3	12.48							37.44	
		3/4"	1	4	5.51							22.04	
		5/8"	1	2	6.33						12.66		
	(parte inferior)	3/4"	1	3	10.90							32.70	
		3/4"	1	4	7.50							30.00	
	Estribos	3/8"	1	78	2.10				163.80				
	TERCER NIVEL A SETIMO NIVEL												
	Eje D (parte superior)	1"	5	4	8.68								173.60
		3/8"	5	3	18.28				274.20				
	(parte inferior)	1"	5	2	8.57								85.70
		3/8"	5	3	11.62				174.30				
		3/8"	5	2	5.83				58.30				
	Estribos	3/8"	5	84	1.70				714.00				
	Eje C (parte superior)	3/4"	5	2	5.16							51.60	
		3/8"	5	3	11.45				171.75				
		3/8"	5	4	5.70				114.00				
	(parte inferior)	3/4"	5	2	5.15							51.50	
		3/8"	5	3	17.45				261.75				
	Estribos	3/8"	5	104	1.70				884.00				
	Eje B (parte superior)	1"	5	4	8.68								173.60
		3/8"	5	3	11.45				171.75				
		3/8"	5	5	5.70				142.50				
	(parte inferior)	1"	5	2	8.57								85.70
		5/8"	5	3	17.45						261.75		
	Estribos	3/8"	5	84	1.70				714.00				
	Eje 2 (parte superior)	3/4"	5	3	18.00							270.00	
		5/8"	5	2	6.38						63.80		
	(parte inferior)	3/4"	5	3	10.89							163.35	
		3/4"	5	4	7.51							150.20	
		5/8"	5	2	7.51								
	Estribos	3/8"	5	78	2.10				819.00				
	Eje 3 (parte superior)	3/4"	5	3	17.82							267.30	
		3/4"	5	3	12.16							182.40	

CODIGO	PARTIDA DETALLES	Ø	Nro ELEM. ESTR. IGUALES	Nro DE BARRAS IGUALES	LONGITUD POR BARRA	SUBTOTAL LONGITUD EN METROS								
						0.28 6mm	0.50 8mm	0.24 1/4"	0.57 3/8"	1.01 1/2"	1.59 5/8"	2.85 3/4"	5.07 1"	
		5/8"	5	2	5.80						58.00			
	(parte inferior)	3/4"	5	3	18.21							273.15		
		5/8"	5	2	7.40						74.00			
	Estribos	3/8"	5	93	2.10				976.50					
	Eje 4 (parte superior)	3/4"	5	3	17.91							268.65		
		3/4"	5	3	6.36							95.40		
		5/8"	5	2	5.80						58.00			
	(parte inferior)	3/4"	5	3	18.32							274.80		
		5/8"	5	2	7.40						74.00			
	Estribos	3/8"	5	93	2.10				976.50					
	Eje 5 (parte superior)	1"	5	3	5.40								81.00	
		3/4"	5	3	18.00							270.00		
		3/4"	5	2	7.85							78.50		
		5/8"	5	2	6.33						63.30			
	(parte inferior)	3/4"	5	3	10.90							163.50		
		3/4"	5	4	7.50							150.00		
		5/8"	5	2	7.50						75.00			
	Estribos	3/8"	5	78	2.10				819.00					
	OCTAVO NIVEL													
	Eje D (parte superior)	1"	1	2	8.50								17.00	
		3/8"	1	3	17.15				51.45					
	(parte inferior)	3/4"	1	2	8.54							17.08		
		3/8"	1	3	17.45				52.35					
	Estribos	3/8"	1	84	1.70				142.80					
	Eje C (parte superior)	3/8"	1	3	18.10				54.30					
		3/8"	1	1	5.72				5.72					
	(parte inferior)	3/8"	1	3	17.45				52.35					
	Estribos	3/8"	1	104	1.70				176.80					
	Eje B (parte superior)	1"	1	2	8.63								17.26	
		3/8"	1	3	17.15				51.45					
	(parte inferior)	3/4"	1	2	8.56							17.12		
		3/8"	1	3	17.45				52.35					
	Estribos	3/8"	1	84	1.70				142.80					
	Eje 2 (parte superior)	1"	1	2	5.51								11.02	
		3/4"	1	3	18.00							54.00		
		3/4"	1	1	6.34							6.34		
		5/8"	1	2	3.15						6.30			
	(parte inferior)	3/4"	1	3	10.89							32.67		
		3/4"	1	4	7.51							30.04		
		5/8"	1	2	7.51									
	Estribos	3/8"	1	78	2.10				163.80					
	Eje 3 (parte superior)	3/4"	1	3	17.82							53.46		
		5/8"	1	3	6.36						19.08			
		5/8"	1	2	5.85						11.70			
	(parte inferior)	3/4"	1	3	18.21							54.63		
		5/8"	1	2	7.40						14.80			
	Estribos	3/8"	1	93	2.10				195.30					
	Eje 4 (parte superior)	3/4"	1	3	17.91							53.73		
		5/8"	1	3	3.18						9.54			
		5/8"	1	2	9.01						18.02			
	(parte inferior)	3/4"	1	3	18.32							54.96		
		5/8"	1	2	7.40						14.80			
	Estribos	3/8"	1	93	2.10				195.30					
	Eje 5 (parte superior)	1"	1	3	5.40								16.20	
		3/4"	1	3	18.00							54.00		
		3/4"	1	2	7.85							15.70		
		5/8"	1	2	6.33						12.66			
	(parte inferior)	3/4"	1	3	10.90							32.70		
		3/4"	1	4	7.50							30.00		
		5/8"	1	2	7.50						15.00			
	Estribos	3/8"	1	78	2.10				163.80					
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	12171.42	0.00	1045.25	4283.44	695.34	
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	6937.71	0.00	1661.95	12207.80	3525.37	
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	7284.59	0.00	1745.04	12818.19	3701.64	
					TOTAL ACERO									25549.48
	ACERO DE REFUERZO EN LOSA MACIZA													
	PRIMER NIVEL													
	EJE 1 a EJE 3 (malla vertical)	3/8"	2	33	15.99				1055.34					
	EJE 3 a EJE 5 (malla vertical)	3/8"	2	48	20.10				1929.60					
	EJE A a EJE C (malla horizontal)	3/8"	2	68	19.44				2643.84					
	EJE C a EJE D (malla horizontal)	3/8"	2	19	13.79				524.02					
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	6152.80	0.00	0.00	0.00	0.00	
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	3507.10	0.00	0.00	0.00	0.00	
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	3682.45	0.00	0.00	0.00	0.00	
					TOTAL ACERO									3682.45
	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA													
	SEGUNDO NIVEL													
	EJE D a EJE C	5/8"	1	19	17.27						328.13			
		3/8"	1	19	17.39				330.41					
	Bastones	5/8"	2	19	5.40						205.20			
	EJE C a EJE B	5/8"	1	6	17.27						103.62			
		3/8"	1	6	17.39				104.34					
	Bastones	5/8"	2	6	5.40						64.80			
	EJE C a EJE B	5/8"	1	13	11.41						148.33			
		3/8"	1	13	12.05				156.65					
	Bastones	5/8"	2	13	3.70						96.20			
	TERCER NIVEL A SETIMO NIVEL													
	EJE D a EJE C	5/8"	5	19	17.27						1640.65			
		3/8"	5	19	17.39				1652.05					
	Bastones	5/8"	10	19	5.40						1026.00			
	EJE C a EJE B	5/8"	5	19	17.27						1640.65			
		3/8"	5	19	17.39				1652.05					
	Bastones	5/8"	10	19	5.40						1026.00			
	OCTAVO NIVEL													
	EJE D a EJE C	5/8"	1	19	17.27						328.13			
		3/8"	1	19	17.39				330.41					
	Bastones	5/8"	2	19	5.40						205.20			
	EJE C a EJE B	5/8"	1	19	17.27						328.13			
		3/8"	1	19	17.39				330.41					
	Bastones	5/8"	2	19	5.40						205.20			
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	4556.32	0.00	7346.24	0.00	0.00	
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	2597.10	0.00	11680.52	0.00	0.00	

CODIGO	PARTIDA DETALLES	Ø	Nro ELEM. ESTR. IGUALES	Nro DE BARRAS IGUALES	LONGITUD POR BARRA	SUBTOTAL LONGITUD EN METROS								
						0.28 6mm	0.50 8mm	0.24 1/4"	0.57 3/8"	1.01 1/2"	1.59 5/8"	2.85 3/4"	5.07 1"	
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	2726.96	0.00	12264.55	0.00	0.00	
					TOTAL ACERO									14991.51
	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS													
	PRIMER NIVEL													
	EJES 4-5-B-C (superior)	3/8"	1	15	6.86				102.90					
	EJES 4-5-B-C (inferior)	3/8"	1	15	9.02				135.30					
	EJES 4-5-B-C (refuerzo transversal)	3/8"	2	32	3.00				192.00					
					SUMATORIA EN ML	0.00	0.00	0.00	430.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
					SUMATORIA EN KG	0.00	0.00	0.00	245.21	0.00	0.00	0.00	0.00	
					MAS DESPERDICIOS 5%	0.00	0.00	0.00	257.47	0.00	0.00	0.00	0.00	
					TOTAL ACERO									257.47

	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS CON AISLADORES													
	PRIMER NIVEL													
	Eje D (parte superior)	3/8"	1	3	19.33				57.99					
	(parte inferior)	3/8"	1	3	19.62				58.86					
	Estribos	3/8"	1	123	1.70				209.10					
	Eje C (parte superior)	3/8"	1	3	19.22				57.66					
	(parte inferior)	3/8"	1	3	19.62				58.86					
	Estribos	3/8"	1	122	1.70				207.40					
	Eje C' (parte superior)	3/8"	1	3	8.00				24.00					
	(parte inferior)	3/8"	1	3	8.00				24.00					
	Estribos	3/8"	1	51	1.70				86.70					
	VIGA CHATA	3/8"	1	4	3.75				15.00					
	Estribos	3/8"	1	31	1.00				31.00					
	Eje B (parte superior)	3/8"	1	3	19.28				57.84					
	(parte inferior)	3/8"	1	3	19.68				59.04					
	Estribos	3/8"	1	123	1.70				209.10					
	Eje 2 (parte superior)	3/4"	1	3	16.06							48.18		
	(parte inferior)	3/4"	1	3	16.10							48.30		
	Estribos	3/8"	1	87	2.10				182.70					
	Eje 3 (parte superior)	3/4"	1	3	20.62							61.86		
	(parte inferior)	3/4"	1	3	21.03							63.09		
	Estribos	3/8"	1	102	2.10				214.20					
	Eje 4 (parte superior)	3/4"	1	3	20.71							62.13		
	(parte inferior)	3/4"	1	3	21.03							63.09		
	Estribos	3/8"	1	102	2.10				214.20					
	Eje 5 (parte superior)	3/4"	1	3	21.22							63.66		
	(parte inferior)	3/4"	1	3	21.59							64.77		
	Estribos	3/8"	1	103	2.10				216.30					
	SEGUNDO NIVEL Encima de los aisladores													
	Eje D (parte superior)	1"	1	3	2.78								8.34	
	(parte inferior)	1"	1	2	11.77								23.54	
		3/8"	1	3	17.15				51.45					
		1"	1	2	14.55								29.10	
		3/8"	1	3	17.45				52.35					
	Estribos	3/8"	1	104	1.70				176.80					
	Eje C (parte superior)	1"	1	3	2.78								8.34	
	(parte inferior)	1"	1	2	11.77								23.54	
		3/8"	1	3	17.15				51.45					
		1"	1	2	14.55								29.10	
		3/8"	1	3	17.45				52.35					
	Estribos	3/8"	1	104	1.70				176.80					
	Eje C' (parte superior)	3/8"	1	3	5.00				15.00					
	(parte inferior)	3/8"	1	3	5.00				15.00					
	Estribos	3/8"	1	51	1.70				86.70					

PLANILLA DE METRADOS LOCAL INSTITUCIONAL DE LA CAJA MUNICIPAL								
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
01.00	OBRAS PRELIMINARES							
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	1.00		AREA	343.07	343.07	343.07
01.02	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	1.00			343.07	343.07	343.07
01.03	FLETE TERRESTRE	GLB	1.00				1.00	1.00
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
02.01	NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	M2	1.00		AREA	343.07	343.07	343.07
02.02	EXCAVACION EN TERRENO H=4.50M	M3	1.00		AREA			1543.82
					343.07	4.50	1543.82	
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO	M3	1.00		1543.82			1543.82
02.04	REFINE Y NIVELACION	M2	1.00					676.70
	LADOS DE LA EXCAVACION			P=	74.14	4.50	333.63	
	BASE DE LA EXCAVACION			AREA	343.07		343.07	
02.05	ENMALLADO DE PROTECCION EN LADOS DE EXCAVACION	M2	1.00		PERIM.			333.63
					74.14	4.50	333.63	
03.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
03.01	SOLADO DE CONCRETO	M3	1.00		AREA			34.31
					343.07	0.10	34.31	
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
04.01	MUROS DE CONTECION							
04.01.01	CONCRETO EN MUROS DE CONTENCIÓN FC=280 KG/CM2	M3	1.00		AREA			65.07
			1.00		14.46	4.50	65.07	
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN MUROS DE CONTENCIÓN	M2	1.00	P=	47.35	4.50	213.08	213.08
04.01.03	ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONTENCIÓN	KG						3248.59
04.02	PLATEA DE CIMENTACION							
04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION FC=280 KG/CM2	M3	1.00		AREA			219.63
					313.75	0.70	219.63	
04.02.02	ACERO DE REFUERZO EN PLATEA DE CIMENTACION	KG						27497.45
04.03	COLUMNAS							
04.03.01	CONCRETO COLUMNA FC=350 KG/CM2	M3						148.25
	C-1		8.00	A=	0.40	30.51	97.63	
	C-2		2.00	A=	0.40	30.51	24.41	
	C-3		2.00	A=	0.40	30.51	24.41	
	C-4		1.00	A=	0.40	4.50	1.80	
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN COLUMNA	M2						988.02
	C-1		8.00	P=	2.60	30.51	634.61	
	C-2		2.00	P=	2.80	30.51	170.86	
	C-3		2.00	P=	2.80	30.51	170.86	
	C-4		1.00	P=	2.60	4.50	11.70	
04.03.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	KG						34316.56
					11.14			
04.04	PLACAS							
04.04.01	CONCRETO PLACA FC=350 KG/CM2	M3						110.61
	PL-1		2.00	A=	0.50	30.51	30.51	
			2.00	A=	0.43	30.51	25.93	
	PL-2		1.00	A=	0.85	30.51	25.95	
			1.00	A=	0.93	30.51	28.22	
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN PLACA	M2						968.69
	PL-1		2.00	P=	4.50	30.51	274.59	
			2.00	P=	3.90	30.51	237.98	
	PL-2		1.00	P=	7.30	30.51	222.72	
			1.00	P=	7.65	30.51	233.40	
04.04.03	ACERO DE REFUERZO EN PLACAS	KG						16408.47
04.05	VIGAS							
04.05.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280KG/CM2	M3						181.00
	PRIMER NIVEL							
	EJE D		1.00	A=	4.21	0.50	2.11	
	EJE C		1.00	A=	8.69	0.50	4.35	
	VIGA CHATA		1.00	A=	0.90	0.25	0.22	
	EJE B		1.00	A=	5.24	0.50	2.62	
	EJE 2		1.00	A=	4.25	0.70	2.98	
	EJE 3 Y EJE 4		2.00	A=	6.67	0.70	9.34	
	EJE 5		1.00	A=	5.82	0.70	4.07	
	SEGUNDO NIVEL							
	EJE D		1.00	A=	4.21	0.50	2.11	
	EJE C		1.00	A=	5.54	0.50	2.77	
	VIGA CHATA		1.00	A=	1.19	0.25	0.30	
	EJE B		1.00	A=	4.54	0.50	2.27	
	EJE 2		1.00	A=	4.85	0.70	3.40	
	EJE 3 Y EJE 4		2.00	A=	5.81	0.70	8.13	
	EJE 5		1.00	A=	4.96	0.70	3.47	
	TERCER NIVEL A OCTAVO NIVEL							
	EJE D		6.00	A=	4.21	0.50	12.63	
	EJE C		6.00	A=	5.54	0.50	16.62	
	EJE B		6.00	A=	4.54	0.50	13.62	
	EJE 2		6.00	A=	4.85	0.70	20.37	
	EJE 3 Y EJE 4		12.00	A=	5.81	0.70	48.80	
	EJE 5		6.00	A=	4.96	0.70	20.63	
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE VIGAS	M2						1172.32
	PRIMER NIVEL							
	EJE D		1.00	P=	22.04	0.50	11.02	
	EJE C		1.00	P=	44.34	0.50	22.17	
	VIGA CHATA		1.00	P=	7.20	0.25	1.80	
	EJE B		1.00	P=	27.60	0.50	13.80	
	EJE 2		1.00	P=	22.52	0.70	15.76	
	EJE 3 Y EJE 4		2.00	P=	6.67	0.70	9.34	
	EJE 5		1.00	P=	30.42	0.70	21.29	
	BASE DE VIGAS		1.00	A=	42.45		42.45	

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	Nº VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL
	SEGUNDO NIVEL							
	EJE D		1.00	P=	22.04	0.50	11.02	
	EJE C		1.00	P=	27.70	0.50	13.85	
	VIGA CHATA		1.00	P=	9.50	0.25	2.38	
	EJE B		1.00	P=	23.68	0.50	11.84	
	EJE 2		1.00	P=	23.16	0.70	16.21	
	EJE 3 Y EJE 4		2.00	P=	29.05	0.70	40.67	
	EJE 5		1.00	P=	25.70	0.70	17.99	
	BASE DE VIGAS		1.00	A=	36.91		36.91	
	TERCER NIVEL A OCTAVO NIVEL							
	EJE D		6.00	P=	22.04	0.50	66.12	
	EJE C		6.00	P=	27.70	0.50	83.10	
	EJE B		6.00	P=	23.68	0.50	71.04	
	EJE 2		6.00	P=	23.16	0.70	97.27	
	EJE 3 Y EJE 4		12.00	P=	29.05	0.70	244.02	
	EJE 5		6.00	P=	25.70	0.70	107.94	
	BASE DE VIGAS		6.00	A=	35.72		214.32	
04.05.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS							35159.90
04.06	LOSA ALIGERADA							
04.06.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M3						761.91
	PRIMER PISO		1.00	A=	194.94	0.50	97.47	
	SEGUNDO A SETIMO PISO		6.00	A=	221.48	0.50	664.44	
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA	M2						1523.82
	PRIMER PISO		1.00	A=	194.94		194.94	
	SEGUNDO A SETIMO PISO		6.00	A=	221.48		1328.88	
04.06.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS	KG						14991.51
04.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 0.20X0.30X0.30m PARA TECHO ALIGERADO	UND						12952
	FACTOR = 8.5 UND/M2							
	PRIMER PISO		1.00	A=	194.94	8.50	1656.99	
	SEGUNDO A SETIMO PISO		6.00	A=	221.48	8.50	11295.48	
04.07	LOSA MACIZA							
04.07.01	CONCRETO EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M3						65.53
	SOTANO		1.00	A=	262.12	0.25	65.53	
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA MACIZA	M2						262.12
	SOTANO		1.00	A=	262.12		262.12	
04.07.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA MACIZA	KG						3682.45
04.08	ESCALERAS							
04.08.01	CONCRETO EN ESCALERAS FC=280KG/CM2	M3						11.20
	PRIMER PISO		1.00	A=	4.00	2.80	11.20	
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	M2						9.52
	PRIMER PISO		1.00	A=	9.52		9.52	
04.08.03	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	KG						257.47

RESUMEN METRADOS MODELO CONVENCIONAL

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	TOTAL
01.00	OBRAS PRELIMINARES		
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	343.07
01.02	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	343.07
01.03	FLETE TERRESTE	GLB	1.00
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01	NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	M2	343.07
02.02	EXCAVACION EN TERRENO H=4.50M	M3	1543.82
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 4 KM	M3	1543.82
02.04	REFINE Y NIVELACION	M2	676.70
02.05	ENMALLADO DE PROTECCION EN LADOS DE EXCAVACION	M2	333.63
03.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.01	SOLADO DE CONCRETO	M3	34.31
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
04.01	MURO DE CONTENCION		
04.01.01	CONCRETO EN MUROS DE CONTENCION FC=280 KG/CM2	M3	65.07
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CONTENCION	M2	213.08
04.01.03	ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONTENCION	KG	3248.59
04.02	PLATEA DE CIMENTACION		
04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION FC=280 KG/CM2	M3	219.63
04.02.02	ACERO DE REFUERZO EN PLATEA DE CIMENTACION	KG	27497.45
04.03	COLUMNAS		
04.03.01	CONCRETO COLUMNA FC=350 KG/CM2	M3	148.25
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	M2	988.02
04.03.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	KG	34316.56
04.04	PLACAS		
04.04.01	CONCRETO PLACAS FC=350 KG/CM2	M3	110.61
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	M2	968.69
04.04.03	ACERO DE REFUERZO EN PLACAS	KG	16408.47
04.05	VIGAS		
04.05.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280KG/CM2	M3	181.00
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	M2	1172.32
04.05.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	KG	25549.48
04.06	LOSA ALIGERADA		
04.06.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M3	761.91
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M2	1523.82
04.06.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS	KG	14991.51
04.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 0.20X0.30X0.30m PARA TECHO ALIGERADO	UND	12952
04.07	LOSA MACIZA		
04.07.01	CONCRETO EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M3	65.53
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M2	262.12
04.07.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS MACIZA	KG	3682.45
04.08	ESCALERAS		
04.08.01	CONCRETO EN ESCALERAS FC=280KG/CM2	M3	11.20
04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA FC=280KG/CM2	M2	9.52
04.08.03	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	KG	257.47

RESUMEN METRADOS MODELO AISLADO

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	TOTAL
01.00	OBRAS PRELIMINARES		
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	343.07
01.02	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	343.07
01.03	FLETE TERRESTE	GLB	1.00
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01	NIVELACION Y COMPACTADO PARA PLATEA DE CIMENTACION	M2	343.07
02.02	EXCAVACION EN TERRENO H=4.50M	M3	1543.82
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 4 KM	M3	1543.82
02.04	REFINE Y NIVELACION	M2	676.70
02.05	ENMALLADO DE PROTECCION EN LADOS DE EXCAVACION	M2	333.63
03.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.01	SOLADO DE CONCRETO	M3	34.31
04.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
04.01	MURO DE CONTENCION		
04.01.01	CONCRETO EN MUROS DE CONTENCION FC=280 KG/CM2	M3	65.07
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CONTENCION	M2	213.08
04.01.03	ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE CONTENCION	KG	3248.59
04.02	PLATEA DE CIMENTACION		
04.02.01	CONCRETO EN PLATEA DE CIMENTACION FC=280 KG/CM2	M3	219.63
04.02.02	ACERO DE REFUERZO EN PLATEA DE CIMENTACION	KG	27497.45
04.03	COLUMNAS		
04.03.01	CONCRETO COLUMNA FC=350 KG/CM2	M3	148.25
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNA	M2	988.02
04.03.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	KG	34316.56
04.04	VIGAS		
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS FC=280KG/CM2	M3	206.69
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS	M2	1309.95
04.04.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	KG	35159.90
04.05	LOSA ALIGERADA		
04.05.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M3	761.91
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA FC=210KG/CM2	M2	1523.82
04.05.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS	KG	14991.51
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 0.20X0.30X0.30m PARA TECHO ALIGERADO	UND	12952
04.06	LOSA MACIZA		
04.06.01	CONCRETO EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M3	65.53
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA MACIZA FC=210KG/CM2	M2	262.12
04.06.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSAS MACIZA	KG	3682.45
04.07	ESCALERAS		
04.07.01	CONCRETO EN ESCALERAS FC=280KG/CM2	M3	11.20
04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA FC=280KG/CM2	M2	9.52
04.07.03	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	KG	257.47
04.08	AISLADORES SISMICOS		
04.08.01	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-1	UND	2.00
04.08.02	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-2	UND	6.00
04.08.03	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-3	UND	4.00
04.08.04	AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB-4	UND	1.00

PLANTA SEMI SOTANO
N.P.T -3.74

ESTACIONAMIENTOS
DEPOSITO GENERAL
DEPOSITO GENERAL LOGISTICA
DEPTO. SEGURIDAD
SALA DE MAQUINAS

AREA CONSTRUIDA 884.34 M2

CUADRO DE DIVISIONES DE VIDRIO

CODIGO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
MV-167	2.38	3.49	1
MV-168	2.88	3.49	1
SBL-05	1.00	1.39	1
SBL-06	0.90	1.39	1

CUADRO DE VENTANAS TIPO

PROYECTO: CONSTRUCCION DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA CHA MUNDIAL, CUSCO

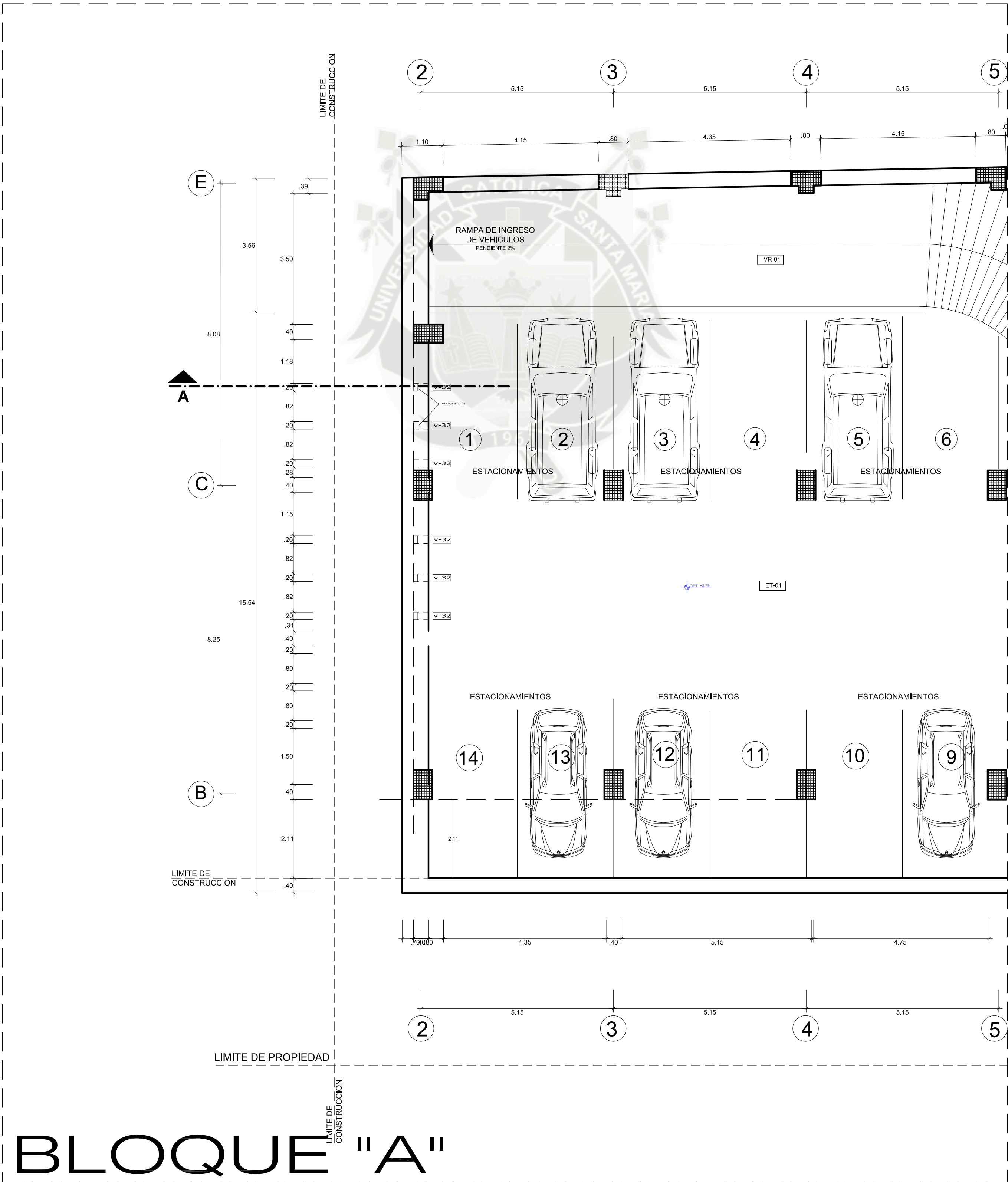
CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEBER
V-01	1.30	0.70	2.26
V-02	1.40	0.70	2.26
V-03	1.90	2.00	1.06
V-04	8.22	1.10	2.06
V-05	0.70	0.70	2.26
V-06	0.60	1.40	1.20
V-07	0.45	0.60	1.20
V-08	0.90	0.90	2.05
V-09	1.80	0.90	2.05
V-10	1.30	0.70	1.58
V-11	9.88	1.67	1.33
V-12	3.00	1.67	1.33
V-13	4.90	1.67	1.33
V-14	0.60	0.60	2.00
V-15	1.30	0.70	1.58
V-16	2.52	1.67	0.99
V-17	1.40	1.67	0.99
V-18	5.40	1.67	0.99
V-19	3.00	1.67	0.99
V-20	4.90	1.67	0.99
V-21	2.80	0.60	2.00
V-22	0.65	0.60	2.00
V-23	0.90	0.75	1.90
V-24	1.30	0.70	1.58
V-25	3.10	1.87	0.77
V-26	3.10	2.52	0.90

CUADRO DE PUERTAS TIPO

PROYECTO: CONSTRUCCION DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA CHA MUNDIAL, CUSCO

CODIGO	DIMENSIONES	MATERIAL
P-01	1.65 X 2.20 m.	Cristal templado
P-02	1.30 X 2.10 m.	Metal
P-03	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-04	3.00 X 3.33 m.	Metal
P-05	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-06	0.70 X 1.80 m.	Metamne
P-07	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-08	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-09	1.00 X 2.10 m.	Blindada
P-10	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-11	1.00 X 2.10 m.	Metal
P-12	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-13	0.90 X 2.10 m.	Metal
P-14	1.80 X 2.10 m.	Metal
P-15	1.00 X 2.10 m.	Madera rebolada
P-16	0.70 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-17	2.00 X 2.10 m.	Metal
P-18	1.00 X 2.10 m.	Puertas metlicas
P-19	1.00 X 2.10 m.	Cristal templado
P-20	1.40 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-21	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-22	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-23	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-24	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-25	1.00 X 1.80 m.	Metamne
P-26	0.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-27	1.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-28	0.90 X 2.10 m.	Puerta metlica
P-29	1.10 X 2.10 m.	Cristal templado
P-30	1.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-31	4.80 X 2.10 m.	Mampara de vidrio
P-32	2.46 X 2.10 m.	Mampara de vidrio
P-33	0.80 X 2.10 m.	Puertas metlicas

LEYENDA MUROS
Muros de drywall
Muros de mamposteria de ladrillo
Muros de concreto



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACION EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SISMICOS".
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
ARQUITECTURA
SOTANO
LAMINA:
A-01

UBICACION:
PROVINCIA AREQUIPA
DEPARTAMENTO AREQUIPA
FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75

PRIMER NIVEL N.P.T +0.00

AGENCIA PRINCIPAL
DPTO TESORERÍA
HALL DE INGRESO EDIFICIO CORPORATIVO
ESTACIONAMIENTO PARA EL PUBLICO (EXTERIOR)

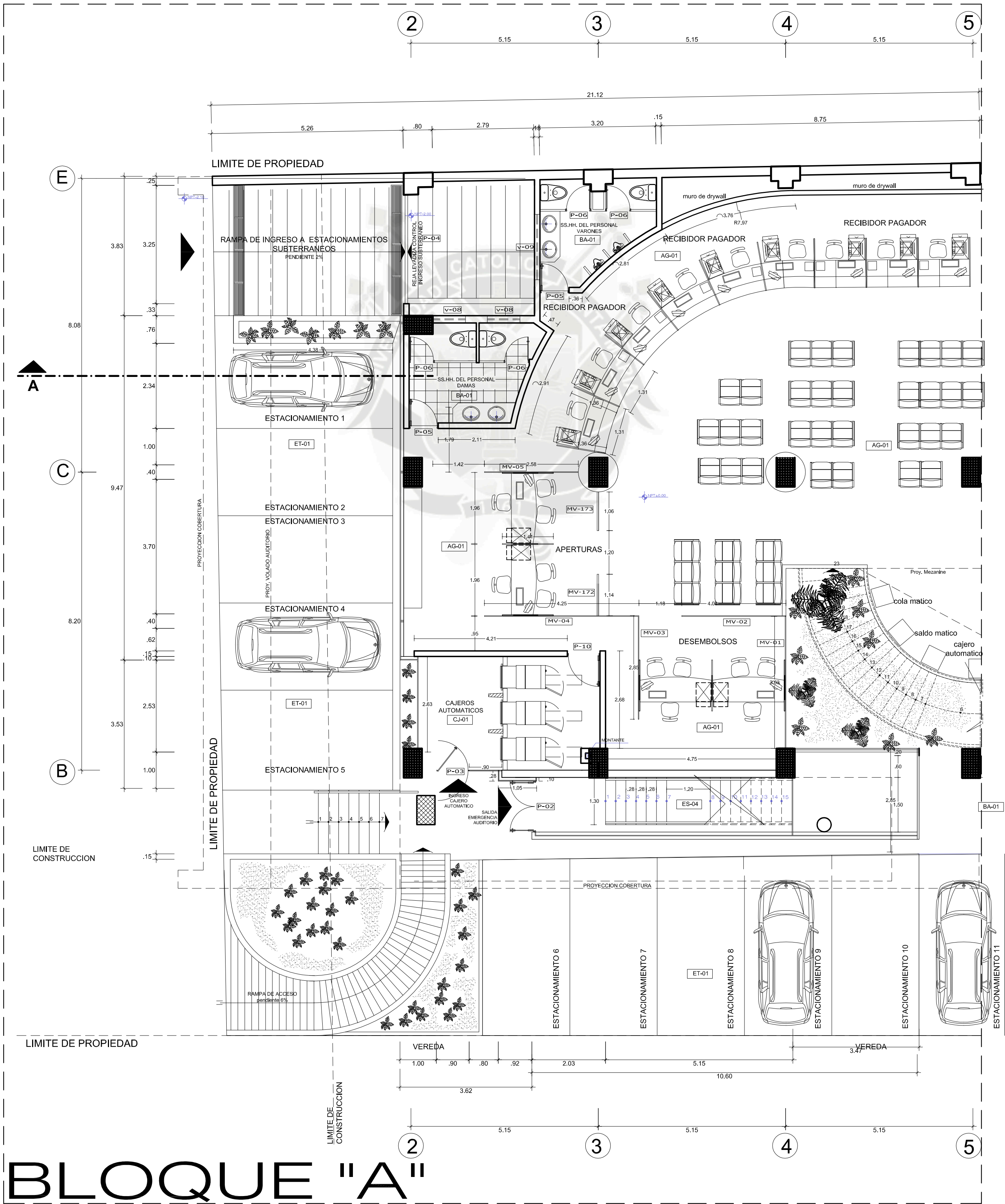
AREA CONSTRUIDA 823.53 M2

CUADRO DE DIVISIONES DE VIDRIO			
CODIGO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
MV-01	3.36	2.98	1
MV-02	4.04	2.98	1
MV-03	2.85	2.98	1
MV-04	4.25	2.98	1
MV-05	2.58	2.98	1
MV-06	1.62	2.98	1
MV-07	0.86	2.98	1
MV-08	2.17	2.98	1
MV-09	3.89	2.98	1
MV-10	2.35	2.98	1
MV-11	2.65	2.98	1
MV-12	4.11	2.98	1
MV-172	1.14	2.98	1
MV-173	1.06	2.98	1
SBL-01	0.90	0.86	5

CUADRO DE VENTANAS TIPO			
CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER
V-01	1.30	0.70	2.26
V-02	1.40	0.70	2.26
V-03	1.90	2.00	1.06
V-04	8.22	1.10	2.06
V-05	0.70	0.70	2.26
V-06	0.60	1.40	1.20
V-07	0.45	0.60	1.20
V-08	0.90	0.90	2.05
V-09	1.80	0.90	2.05
V-10	1.30	0.70	1.58
V-11	9.88	1.67	1.33
V-12	3.00	1.67	1.33
V-13	4.90	1.67	1.33
V-14	0.60	0.60	2.05
V-15	1.30	0.70	1.58
V-16	2.52	1.67	0.99
V-17	1.40	1.67	0.99
V-18	5.40	1.67	0.99
V-19	3.00	1.67	0.99
V-20	4.00	1.67	0.99
V-21	2.80	0.60	2.00
V-22	0.85	0.60	2.00
V-23	0.90	0.75	1.90
V-24	1.30	0.70	1.58
V-25	3.10	1.67	0.77
V-26	3.10	2.52	0.80

LEYENDA MUROS			
	Muros de drywall		
	Murce de mampostería de ladrillo		
	Muros de concreto		

CUADRO DE PUERTAS TIPO		
CODIGO	DIMENSIONES	MATERIAL
P-01	1.65 X 2.20 m.	Cristal templado
P-02	1.30 X 2.10 m.	Metal
P-03	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-04	3.90 X 3.33 m.	Metal
P-05	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-06	0.70 X 1.80 m.	Melamine
P-07	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-08	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-09	1.00 X 2.10 m.	Brindada
P-10	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-11	1.00 X 2.10 m.	Metal
P-12	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-13	0.90 X 2.10 m.	Metal
P-14	1.80 X 2.10 m.	Metal
P-15	1.00 X 2.10 m.	Madera rebajada
P-16	0.70 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-17	2.00 X 2.10 m.	Metal
P-18	1.00 X 2.10 m.	Puertas metálicas
P-19	1.00 X 2.10 m.	Cristal templado
P-20	1.40 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-21	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-22	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-23	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-24	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-25	1.00 X 1.80 m.	Melamine
P-26	0.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-27	1.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-28	0.90 X 2.10 m.	Puerta metálica
P-29	1.10 X 2.10 m.	Cristal templado
P-30	1.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-31	4.80 X 2.10 m.	Manperra de vidrio
P-32	2.46 X 2.10 m.	Manperra de vidrio
P-33	0.80 X 2.10 m.	Puertas metálicas



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN ESTANDO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SISMICOS"

PRESENTADO POR:

BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

ARQUITECTURA

PRIMER PISO

LAMINA:

A-02

UBICACION:

PROVINCIA AREQUIPA

DEPARTAMENTO AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

ESCALA: 1:75

SEGUNDO NIVEL N.P.T +3.91

AGENCIA PRINCIPAL (MEZANINE)

DPTO CREDITOS ZONAL CUSCO -LIMA

DPTO CREDITOS ZONAL PROVINCIAS

DPTO AHORROS

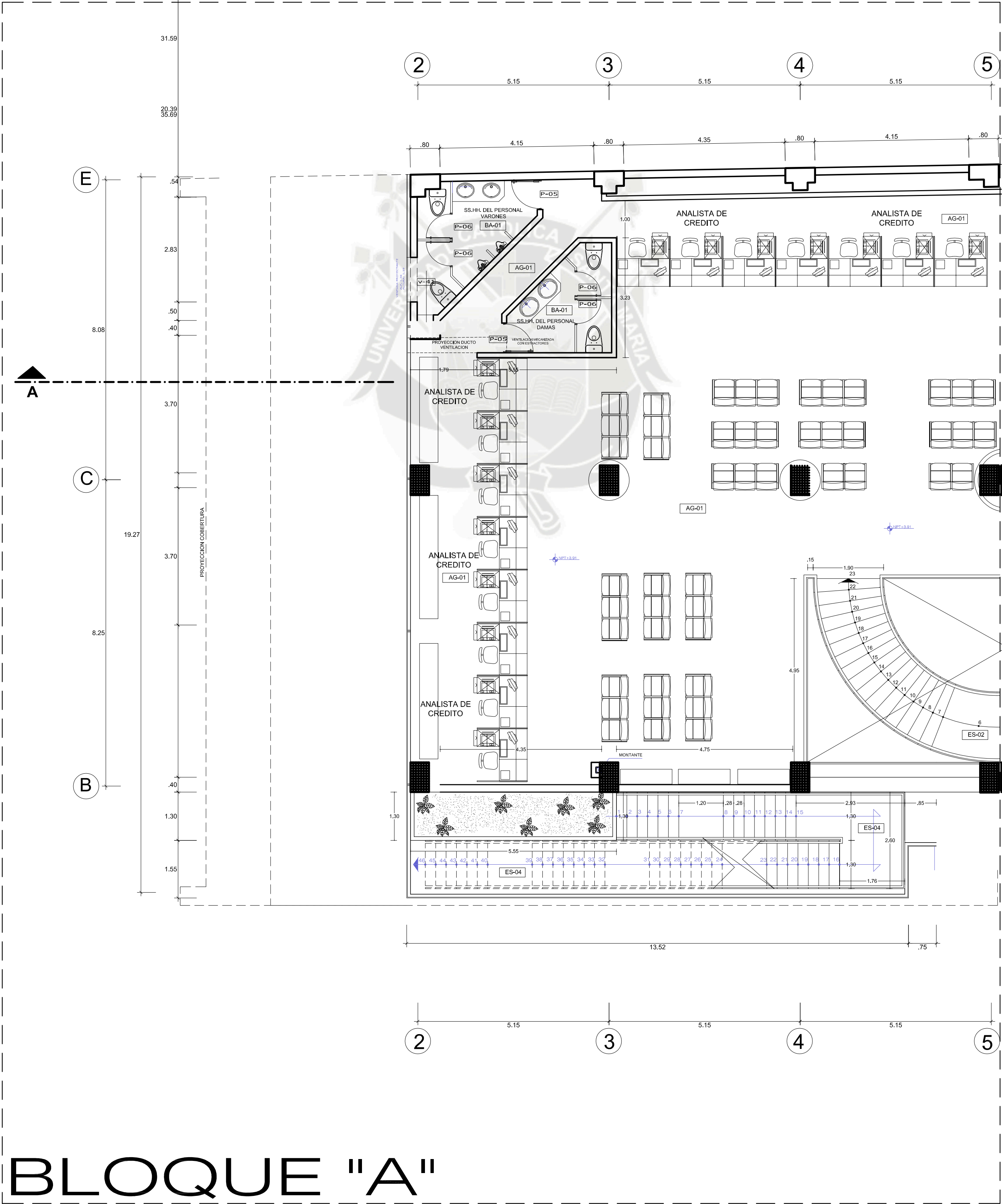
AREA CONSTRUIDA 702.61 M2

CUADRO DE DIVISIONES DE VIDRIO			
CODIGO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
MV-13	1.00	2.98	1
MV-14	1.32	2.98	1
MV-15	2.12	2.98	1
MV-16	3.41	2.98	1
MV-17	2.12	2.98	1
MV-18	0.24	2.98	1
MV-19	2.02	2.98	1
MV-20	2.05	2.98	1
MV-21	5.35	2.98	1
MV-22	3.02	2.98	1
MV-23	3.32	2.98	1
MV-24	1.91	2.98	1
MV-25	2.97	2.98	1
MV-26	1.52	2.98	1
MV-27	3.42	2.98	1
MV-28	1.90	2.98	1
MV-29	1.85	2.98	1
MV-30	1.75	2.98	1
MV-31	1.73	2.98	1
MV-32	1.67	2.98	1
MV-33	3.97	2.98	1
MV-34	2.66	2.98	1
MV-35	2.63	2.98	1
MV-36	1.05	2.98	1
MV-37	1.67	2.98	1
MV-38	1.25	2.98	1
MV-174	2.81	2.98	1
SEL-01	0.90	0.88	11

CUADRO DE VENTANAS TIPO			
PROYECTO: CONSTRUCCION DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA CIA MUNICIPAL CUSCO			
CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER
V-01	1.30	0.70	2.26
V-02	1.40	0.70	2.26
V-03	1.90	2.00	1.06
V-04	8.22	1.10	2.06
V-05	0.70	0.70	2.26
V-06	0.60	1.40	1.20
V-07	0.45	0.60	1.20
V-08	0.90	0.90	2.05
V-09	1.80	0.90	2.05
V-10	1.30	0.70	1.58
V-11	9.88	1.67	1.33
V-12	3.00	1.67	1.33
V-13	4.90	1.67	1.33
V-14	0.60	0.60	2.00
V-15	1.30	0.70	1.58
V-16	2.52	1.67	0.99
V-17	1.40	1.67	0.99
V-18	5.40	1.67	0.99
V-19	3.00	1.67	0.99
V-20	4.90	1.67	0.99
V-21	2.80	0.60	2.00
V-22	0.65	0.60	2.00
V-23	0.90	0.75	1.90
V-24	1.30	0.70	1.58
V-25	3.10	1.87	0.77
V-26	3.10	2.52	0.60

LEYENDA MUROS	
	Muros de drywall
	Muros de mamposteria de ladrillo
	Muros de concreto

CUADRO DE PUERTAS TIPO		
PROYECTO: CONSTRUCCION DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA CIA MUNICIPAL CUSCO		
CODIGO	DIMENSIONES	MATERIAL
P-01	1.85 X 2.20 m.	Cristal templado
P-02	1.90 X 2.10 m.	Metal
P-03	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-04	3.00 X 3.33 m.	Metal
P-05	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-06	0.70 X 1.80 m.	Melamine
P-07	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-08	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-09	1.00 X 2.10 m.	Blindada
P-10	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-11	1.00 X 2.10 m.	Metal
P-12	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-13	0.90 X 2.10 m.	Metal
P-14	1.80 X 2.10 m.	Metal
P-15	1.00 X 2.10 m.	Madera rebojada
P-16	0.70 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-17	2.00 X 2.10 m.	Metal
P-18	1.00 X 2.10 m.	Puertas metalicas
P-19	1.00 X 2.10 m.	Cristal templado
P-20	1.40 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-21	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-22	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-23	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-24	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-25	1.00 X 1.80 m.	Melamine
P-26	0.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-27	1.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-28	0.90 X 2.10 m.	Puerta metalica
P-29	1.10 X 2.10 m.	Cristal templado
P-30	1.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-31	4.80 X 2.10 m.	Mampara de vidrio
P-32	2.48 X 2.10 m.	Mampara de vidrio
P-33	0.80 X 2.10 m.	Puertas metalicas



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN BOTANÓ CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
ARQUITECTURA
SEGUNDO PISO

LAMINA:
A-03

UBICACION:
PROVINCIA AREQUIPA
DEPARTAMENTO AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

ESCALA: 1:75

SEGUNDO NIVEL N.P.T +3.91

AGENCIA PRINCIPAL (MEZANINE)
DPTO CREDITOS ZONAL CUSCO -LIMA
DPTO CREDITOS ZONAL PROVINCIAS
DPTO AHORROS

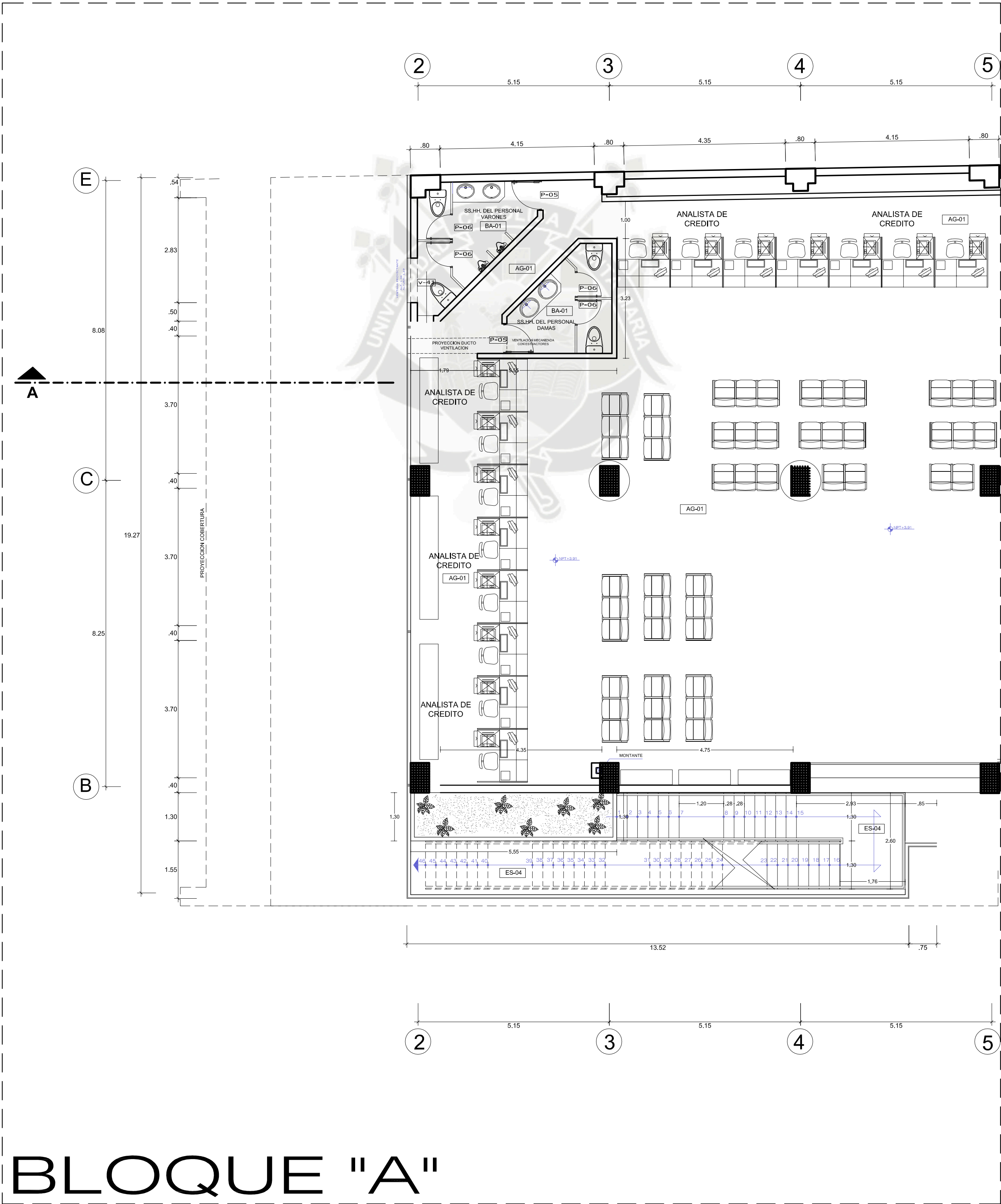
AREA CONSTRUIDA 702.61 M2

CUADRO DE DIVISIONES DE VIDRIO			
CODIGO	ANCHO	ALTO	CANTIDAD
MV-13	1.00	2.98	1
MV-14	1.32	2.98	1
MV-15	2.12	2.98	1
MV-16	3.41	2.98	1
MV-17	2.12	2.98	1
MV-18	0.24	2.98	1
MV-19	2.02	2.98	1
MV-20	2.05	2.98	1
MV-21	5.35	2.98	1
MV-22	3.02	2.98	1
MV-23	3.32	2.98	1
MV-24	1.81	2.98	1
MV-25	2.97	2.98	1
MV-26	1.52	2.98	1
MV-27	3.42	2.98	1
MV-28	1.90	2.98	1
MV-29	1.85	2.98	1
MV-30	1.75	2.98	1
MV-31	1.73	2.98	1
MV-32	1.67	2.98	1
MV-33	3.97	2.98	1
MV-34	2.66	2.98	1
MV-35	2.63	2.98	1
MV-36	1.05	2.98	1
MV-37	1.87	2.98	1
MV-38	1.25	2.98	1
MV-174	2.81	2.98	1
SSL-01	0.90	0.88	11

CUADRO DE VENTANAS TIPO			
PROYECTO CONSTRUCCION DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA OJIA MUNICIPAL CASO			
CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEBER
V-01	1.30	0.70	2.26
V-02	1.40	0.70	2.26
V-03	1.90	2.00	1.06
V-04	8.22	1.10	2.06
V-05	0.70	0.70	2.26
V-06	0.60	1.40	1.20
V-07	0.45	0.60	1.20
V-08	0.90	0.90	2.05
V-09	1.80	0.90	2.05
V-10	1.30	0.70	1.58
V-11	9.88	1.67	1.33
V-12	3.00	1.67	1.33
V-13	4.90	1.67	1.33
V-14	0.60	0.60	2.00
V-15	1.30	0.70	1.58
V-16	2.52	1.67	0.99
V-17	1.40	1.67	0.99
V-18	5.40	1.67	0.99
V-19	3.00	1.67	0.99
V-20	4.90	1.67	0.99
V-21	2.80	0.60	2.00
V-22	0.65	0.60	2.00
V-23	0.90	0.75	1.90
V-24	1.30	0.70	1.58
V-25	3.10	1.67	0.77
V-26	3.10	2.52	0.50
V-27	3.10	0.85	2.47
V-28	3.70	2.97	0.45
V-29	3.70	2.57	0.50
V-30	3.70	2.98	0.50
V-31	1.20	1.19	2.28
V-32	0.20	0.40	2.60
V-33	1.20	1.20	1.80
V-34	4.68	1.80	1.20
V-35	2.00	1.80	1.20
V-36	8.76	1.80	1.20
V-37	3.40	1.80	1.20
V-38	2.40	1.60	1.20
V-39	7.45	1.60	1.20
V-40	1.00	1.00	1.64
V-41	1.20	1.19	1.38
V-42	0.50	1.40	1.20
V-43	0.85	1.40	1.20
V-44	0.40	1.40	1.20
V-45	1.20	0.45	2.18
V-46	1.00	0.50	0.60
V-47	1.20	1.38	1.25
V-48	3.47	1.80	1.20
V-49	1.60	1.80	1.20
V-50	4.33	1.80	1.20
V-51	0.60	2.82	0.50
V-52	0.36	2.40	0.20

LEYENDA MUROS	
	Muros de drywall
	Muros de mampostería de ladrillo
	Muros de concreto

CUADRO DE PUERTAS TIPO		
PROYECTO CONSTRUCCION DEL LOCAL INSTITUCIONAL DE LA OJIA MUNICIPAL CASO		
CODIGO	DIMENSIONES	MATERIAL
P-01	1.65 X 2.20 m.	Cristal templado
P-02	1.30 X 2.10 m.	Metal
P-03	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-04	3.00 X 3.33 m.	Metal
P-05	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-06	0.70 X 1.80 m.	Molamne
P-07	0.90 X 2.10 m.	Cristal templado
P-08	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-09	1.00 X 2.10 m.	Blindada
P-10	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-11	1.00 X 2.10 m.	Metal
P-12	0.90 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-13	0.90 X 2.10 m.	Metal
P-14	1.80 X 2.10 m.	Metal
P-15	1.00 X 2.10 m.	Madera rebajada
P-16	0.70 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-17	2.00 X 2.10 m.	Metal
P-18	1.00 X 2.10 m.	Puertas metálicas
P-19	1.00 X 2.10 m.	Cristal templado
P-20	1.40 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-21	0.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-22	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-23	1.80 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-24	1.00 X 2.10 m.	contraplacada MDF
P-25	1.00 X 1.80 m.	Molamne
P-26	0.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-27	1.80 X 2.10 m.	Cristal templado
P-28	0.90 X 2.10 m.	Puerta metálica
P-29	1.10 X 2.10 m.	Cristal templado
P-30	1.60 X 2.10 m.	Cristal templado
P-31	4.80 X 2.10 m.	Manipera de vidrio
P-32	2.48 X 2.10 m.	Manipera de vidrio
P-33	0.60 X 2.10 m.	Puertas metálicas



BLOQUE "A"



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

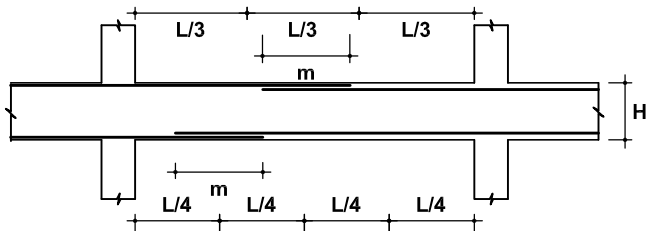
PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN
SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SISMICOS".
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
ARQUITECTURA
TÍPICA (3ER - 7MO PISO)
LAMINA:
A-04

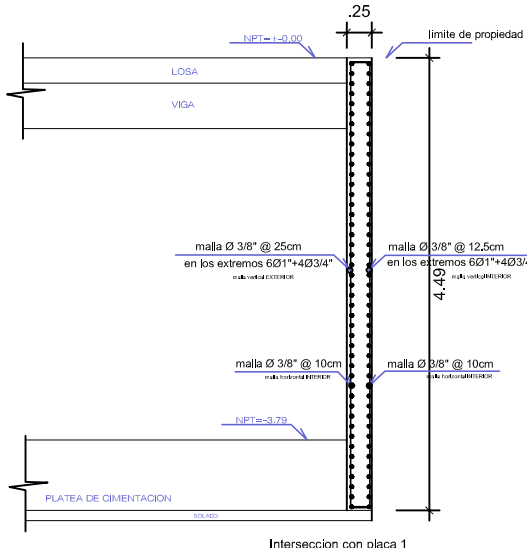
UBICACION:
PROVINCIA AREQUIPA
DEPARTAMENTO AREQUIPA
FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
Fck = 100 Kg/cm ²	
Fct = 10 Kg/cm ²	
B. CONCRETO ARMADO	
Fck = 200 Kg/cm ²	
Fct = 20 Kg/cm ²	
C. ALBAÑILERIA	
Módulo de elasticidad E = 1.5 x 10 ⁶ Kg/cm ²	
2.00.- DEL SUELO	
Capacidad portante f _{td} = 1.0 kg/cm ²	
3.00.- RECTIFICACIONES	
Columnas estructurales = 7.50 cm	
Columnas de contraviento = 7.50 cm	
4.00.- ACERO	
Acero corrugado (ondas 60) = 4200 Kg/cm ²	
Acero liso = 4200 Kg/cm ²	
5.00.- NORMAS	
Normas E-030, E-035, E-036, E-037, E-038	
ANÁLISIS SÍSMICO	
PARAMETROS SÍSMICOS	
U = 1.0	
S = 1.0	
R = 2.0	
DEPLAZAMIENTOS	
DEPL. MAX. ULTIMO NIVEL = 2.7 cm	
DEPL. MAX. ULTIMO NIVEL = 1.007 cm	
DEPL. MAX. ULTIMO NIVEL = 1.007 cm	
DEPL. MAX. ULTIMO NIVEL = 1.007 cm	

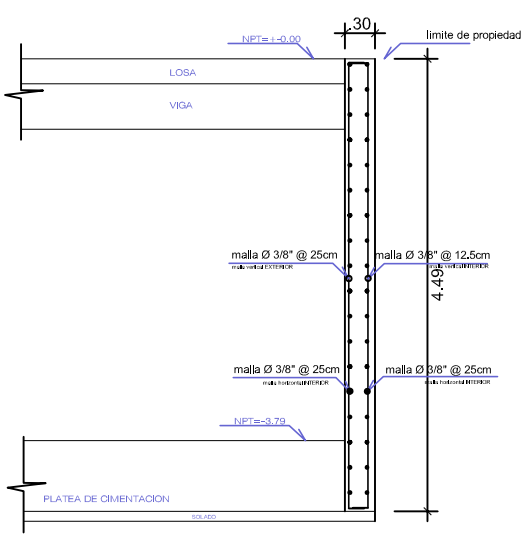
VALORES DE m		
#	REFLEJO SUPERIOR	REFLEJO INFERIOR
H. Contorno	H. Contorno	H. Contorno
3/8"	0.35	0.35
1/2"	0.45	0.45
5/8"	0.55	0.55
3/4"	0.70	0.70



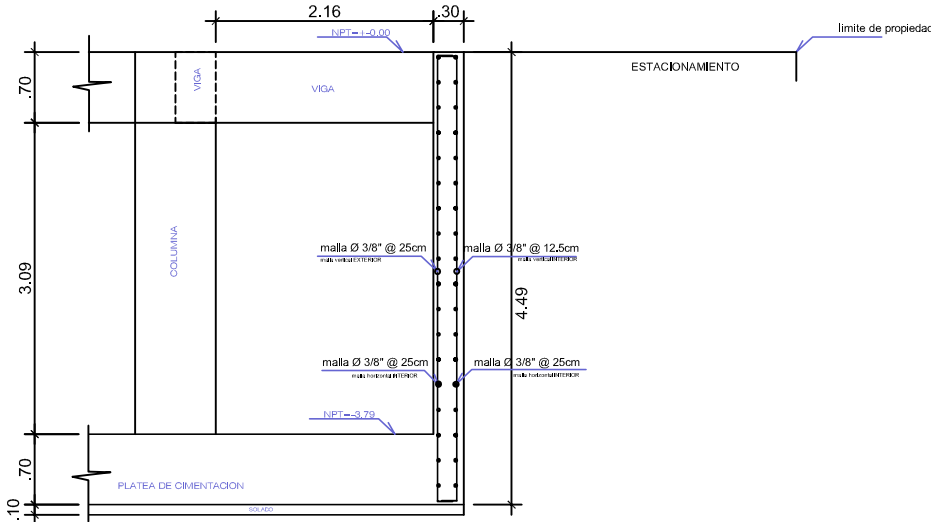
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS



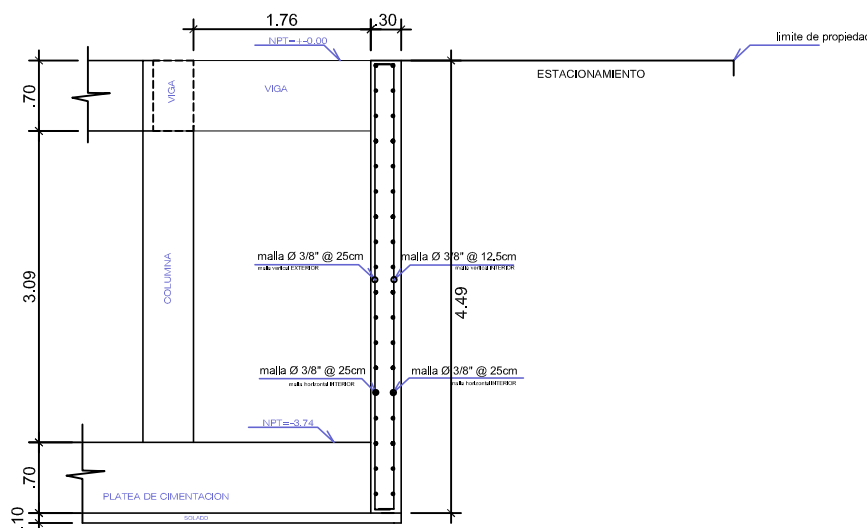
MC
CORTE A'-A'



MC
CORTE A-A



MC
CORTE C-C



MC
CORTE B-B

PLATEA DE
CIMENTACION
BLOQUE A



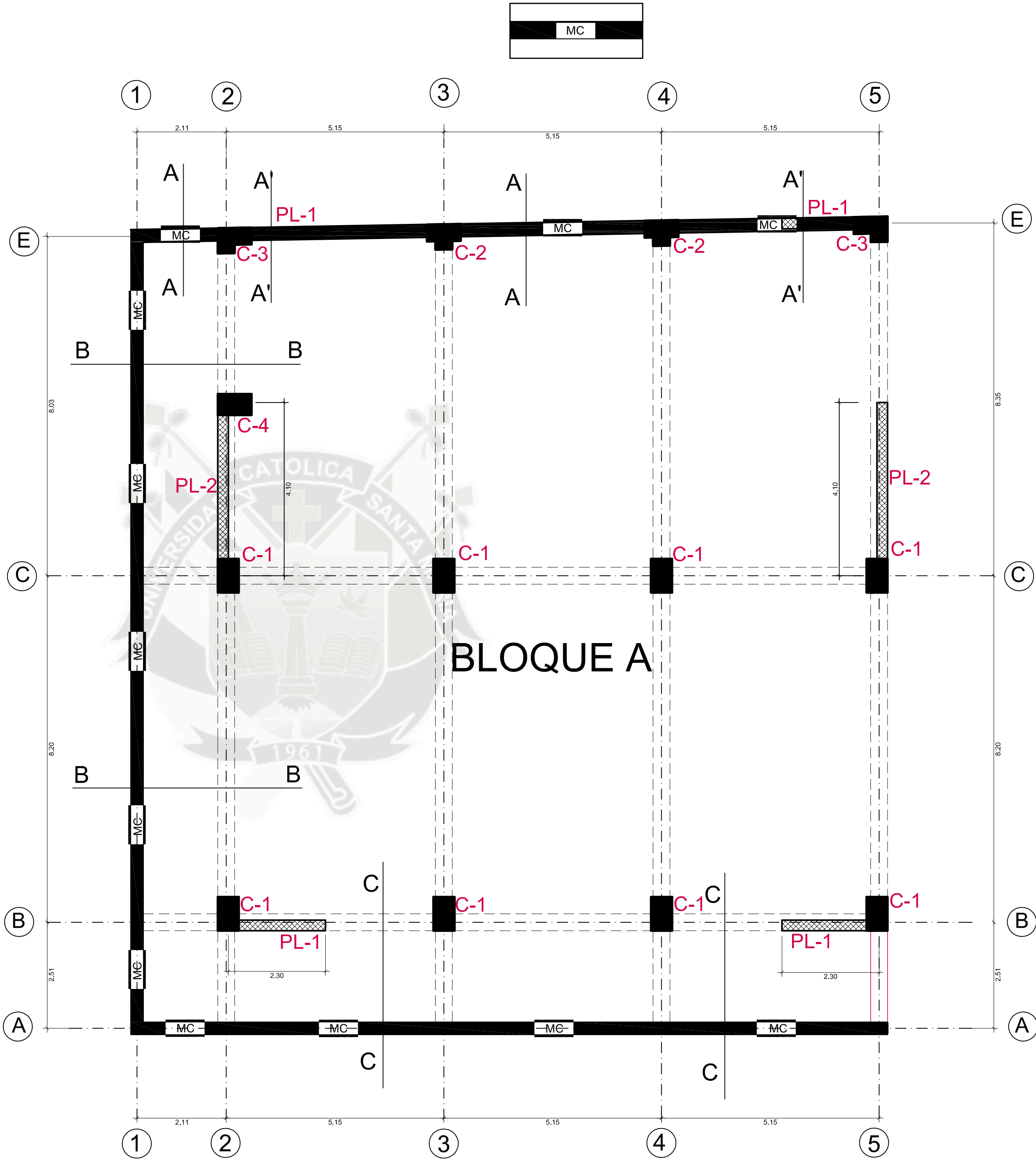
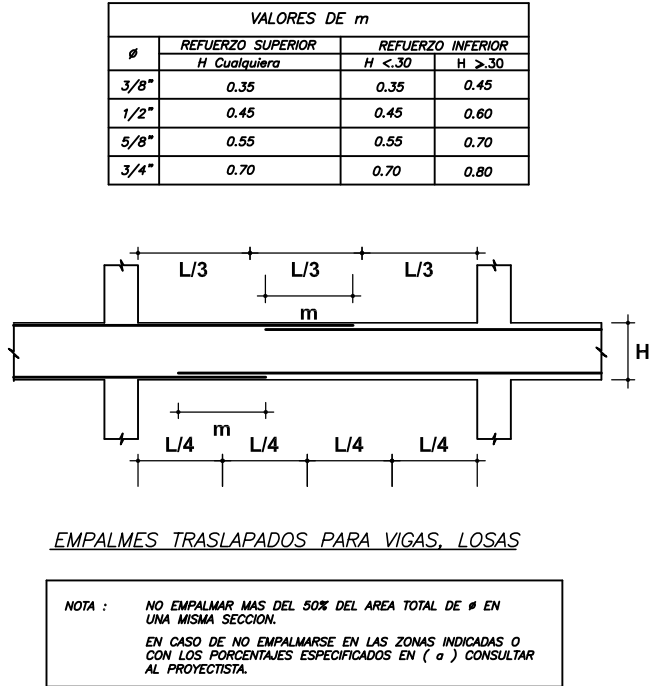
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACION EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".
PRESENTADO POR:
BCH, LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BCH, TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
DETALLE MUROS DE
CONTENCION MODELO
CONVENCIONAL
LAMINA:
ES-1
M.C.

UBICACION:
PROVINCIA AREQUIPA
DEPARTAMENTO AREQUIPA
FECHA:
FEBRERO 2014
ESCALA:
1:75

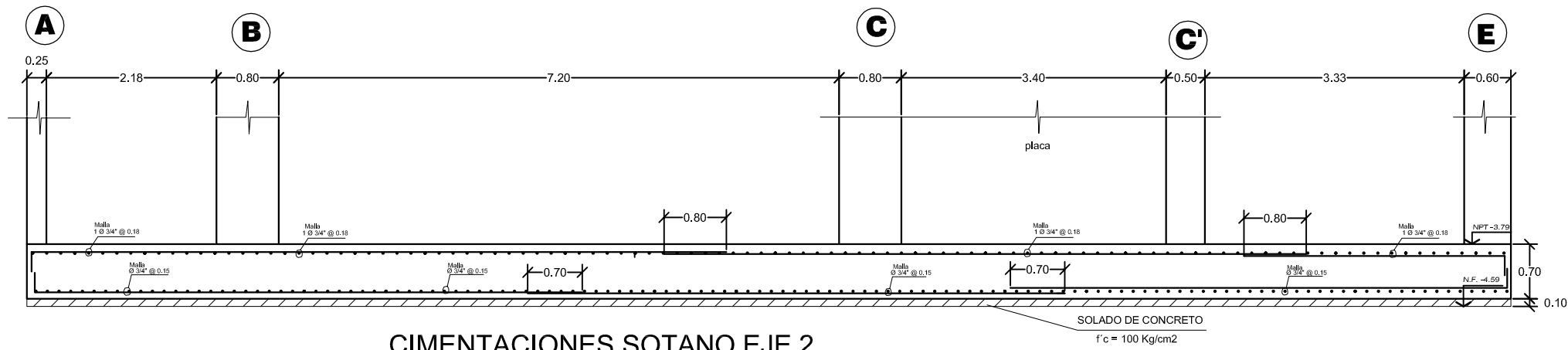
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
SISTEMA	
FALSO FRENTE	
B. CONCRETO ARMADO	
MURDO DE CONTENCIÓN	
VIGAS DE CIMENTACIÓN-PLATEAS	
ESCALERAS	
COLUMNAS Y PLACAS	
VIGAS	
LOSAS	
C. ALBAÑILERIA	
- MORTERO	
- JUNTA	
2.00.- DEL ACERO	
- COMPRESIÓN PORTANTE Rgido	
- PROFIL DE CIMENTACIÓN (NO)	
3.00.- EXISTENTES	
ZANJAS	
VIGAS DE CIMENTACIÓN	
COLUMNAS DE CONTRAFORTE	
SUPERFICIES, LOSAS Y VIGAS CHATAS	
4.00.- ACERO	
- ACERO CORRUGADO- Grano 60	
- EMPALME DE BARRA	
5.00.- NORMAS	
- R.L.C. (Norma E-422, E-423, E-424, E-425, E-426, E-427, E-428, E-429, E-430, E-431, E-432, E-433, E-434, E-435, E-436, E-437, E-438, E-439, E-440, E-441, E-442, E-443, E-444, E-445, E-446, E-447, E-448, E-449, E-450, E-451, E-452, E-453, E-454, E-455, E-456, E-457, E-458, E-459, E-460, E-461, E-462, E-463, E-464, E-465, E-466, E-467, E-468, E-469, E-470, E-471, E-472, E-473, E-474, E-475, E-476, E-477, E-478, E-479, E-480, E-481, E-482, E-483, E-484, E-485, E-486, E-487, E-488, E-489, E-490, E-491, E-492, E-493, E-494, E-495, E-496, E-497, E-498, E-499, E-500, E-501, E-502, E-503, E-504, E-505, E-506, E-507, E-508, E-509, E-510, E-511, E-512, E-513, E-514, E-515, E-516, E-517, E-518, E-519, E-520, E-521, E-522, E-523, E-524, E-525, E-526, E-527, E-528, E-529, E-530, E-531, E-532, E-533, E-534, E-535, E-536, E-537, E-538, E-539, E-540, E-541, E-542, E-543, E-544, E-545, E-546, E-547, E-548, E-549, E-550, E-551, E-552, E-553, E-554, E-555, E-556, E-557, E-558, E-559, E-560, E-561, E-562, E-563, E-564, E-565, E-566, E-567, E-568, E-569, E-570, E-571, E-572, E-573, E-574, E-575, E-576, E-577, E-578, E-579, E-580, E-581, E-582, E-583, E-584, E-585, E-586, E-587, E-588, E-589, E-590, E-591, E-592, E-593, E-594, E-595, E-596, E-597, E-598, E-599, E-600, E-601, E-602, E-603, E-604, E-605, E-606, E-607, E-608, E-609, E-610, E-611, E-612, E-613, E-614, E-615, E-616, E-617, E-618, E-619, E-620, E-621, E-622, E-623, E-624, E-625, E-626, E-627, E-628, E-629, E-630, E-631, E-632, E-633, E-634, E-635, E-636, E-637, E-638, E-639, E-640, E-641, E-642, E-643, E-644, E-645, E-646, E-647, E-648, E-649, E-650, E-651, E-652, E-653, E-654, E-655, E-656, E-657, E-658, E-659, E-660, E-661, E-662, E-663, E-664, E-665, E-666, E-667, E-668, E-669, E-670, E-671, E-672, E-673, E-674, E-675, E-676, E-677, E-678, E-679, E-680, E-681, E-682, E-683, E-684, E-685, E-686, E-687, E-688, E-689, E-690, E-691, E-692, E-693, E-694, E-695, E-696, E-697, E-698, E-699, E-700, E-701, E-702, E-703, E-704, E-705, E-706, E-707, E-708, E-709, E-710, E-711, E-712, E-713, E-714, E-715, E-716, E-717, E-718, E-719, E-720, E-721, E-722, E-723, E-724, E-725, E-726, E-727, E-728, E-729, E-730, E-731, E-732, E-733, E-734, E-735, E-736, E-737, E-738, E-739, E-740, E-741, E-742, E-743, E-744, E-745, E-746, E-747, E-748, E-749, E-750, E-751, E-752, E-753, E-754, E-755, E-756, E-757, E-758, E-759, E-760, E-761, E-762, E-763, E-764, E-765, E-766, E-767, E-768, E-769, E-770, E-771, E-772, E-773, E-774, E-775, E-776, E-777, E-778, E-779, E-780, E-781, E-782, E-783, E-784, E-785, E-786, E-787, E-788, E-789, E-790, E-791, E-792, E-793, E-794, E-795, E-796, E-797, E-798, E-799, E-800, E-801, E-802, E-803, E-804, E-805, E-806, E-807, E-808, E-809, E-810, E-811, E-812, E-813, E-814, E-815, E-816, E-817, E-818, E-819, E-820, E-821, E-822, E-823, E-824, E-825, E-826, E-827, E-828, E-829, E-830, E-831, E-832, E-833, E-834, E-835, E-836, E-837, E-838, E-839, E-840, E-841, E-842, E-843, E-844, E-845, E-846, E-847, E-848, E-849, E-850, E-851, E-852, E-853, E-854, E-855, E-856, E-857, E-858, E-859, E-860, E-861, E-862, E-863, E-864, E-865, E-866, E-867, E-868, E-869, E-870, E-871, E-872, E-873, E-874, E-875, E-876, E-877, E-878, E-879, E-880, E-881, E-882, E-883, E-884, E-885, E-886, E-887, E-888, E-889, E-890, E-891, E-892, E-893, E-894, E-895, E-896, E-897, E-898, E-899, E-900, E-901, E-902, E-903, E-904, E-905, E-906, E-907, E-908, E-909, E-910, E-911, E-912, E-913, E-914, E-915, E-916, E-917, E-918, E-919, E-920, E-921, E-922, E-923, E-924, E-925, E-926, E-927, E-928, E-929, E-930, E-931, E-932, E-933, E-934, E-935, E-936, E-937, E-938, E-939, E-940, E-941, E-942, E-943, E-944, E-945, E-946, E-947, E-948, E-949, E-950, E-951, E-952, E-953, E-954, E-955, E-956, E-957, E-958, E-959, E-960, E-961, E-962, E-963, E-964, E-965, E-966, E-967, E-968, E-969, E-970, E-971, E-972, E-973, E-974, E-975, E-976, E-977, E-978, E-979, E-980, E-981, E-982, E-983, E-984, E-985, E-986, E-987, E-988, E-989, E-990, E-991, E-992, E-993, E-994, E-995, E-996, E-997, E-998, E-999, E-1000	



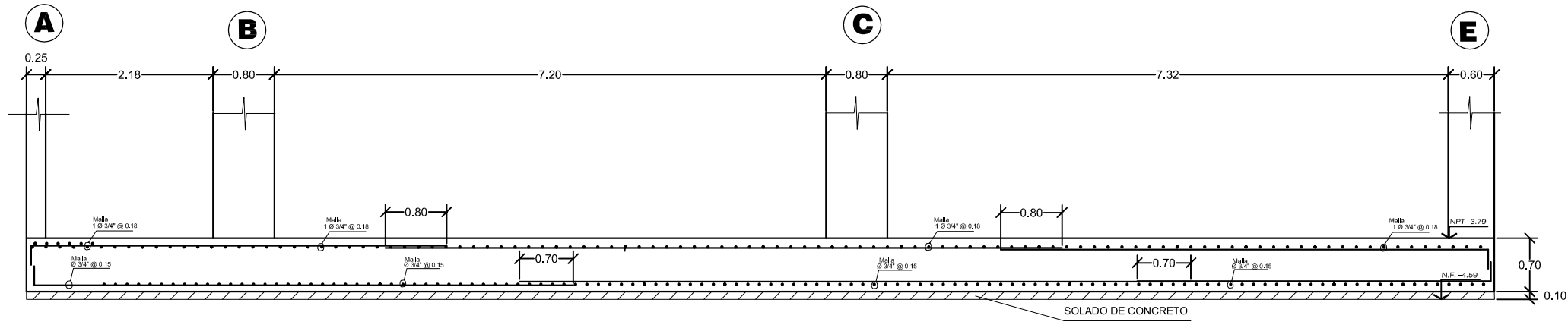
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS".
PRESENTADO POR:
BCH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BCH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

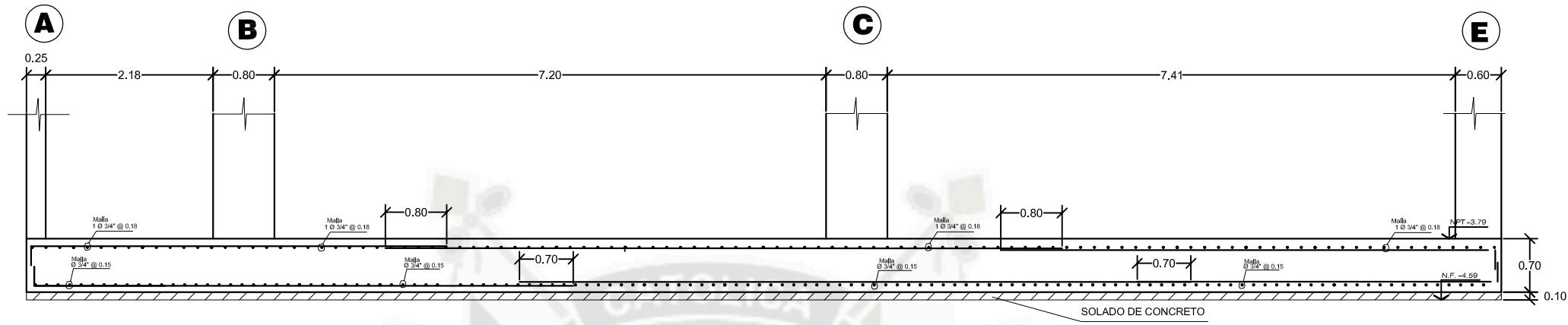
PLANO: PLANTA MUROS DE CONTENCIÓN MODELO CONVENCIONAL	UBICACIÓN: PROVINCIA AREQUIPA DEPARTAMENTO AREQUIPA
LÁMINA: ES-2 M.C.	FECHA: FEBRERO 2014 ESCALA: 1:75



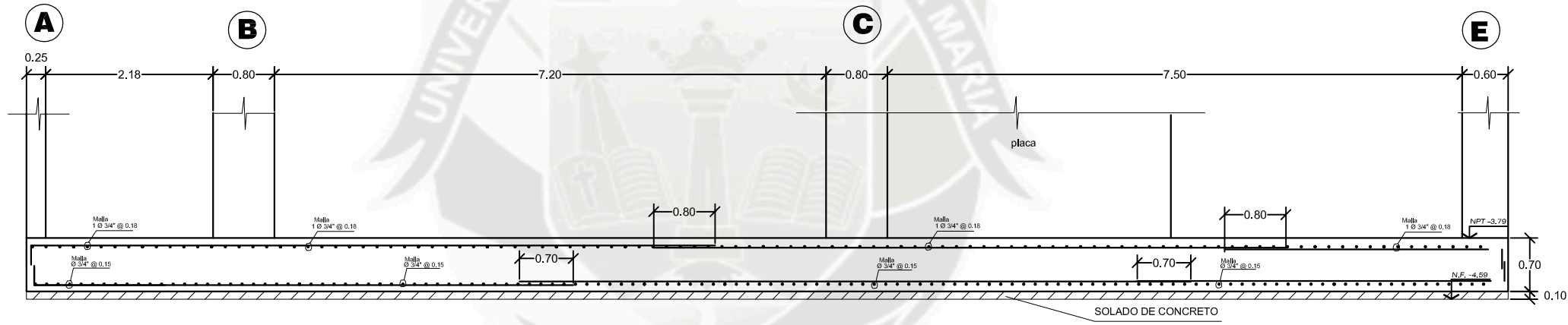
CIMENTACIONES SOTANO EJE 2



CIMENTACIONES SOTANO EJE 3



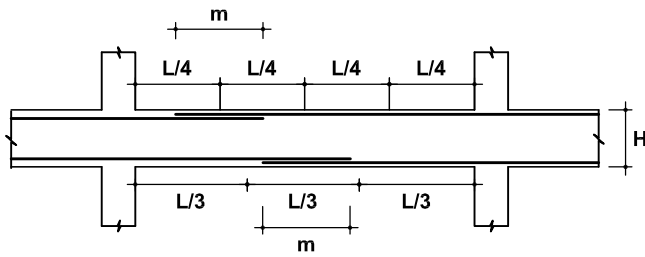
CIMENTACIONES SOTANO EJE 4



CIMENTACIONES SOTANO EJE 5

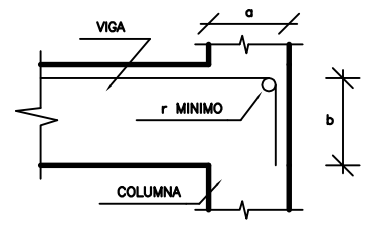
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
Solado	f'c = 100 Kg/cm2.
FALSO PISO	f'c = 140 Kg/cm2.
B. CONCRETO ARMADO	
MUROS DE CONTENCIÓN	f'c = 280 Kg/cm2
VIGAS DE CIMENTACIÓN -PLATEAS	f'c = 280 Kg/cm2
ESCALERAS	f'c = 280 Kg/cm2.
COLUMNAS Y PLACAS	f'c = 350 Kg/cm2.
VIGAS	f'c = 280 Kg/cm2.
LOSAS	f'c = 210 Kg/cm2.
C. ALBANILERIA	
- MORTERO	C : A = 1 : 5
- JUNTA	1,5 cm.
2.00.- DEL SUELO	
- CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm2 :	Bloque A 1,5
- PROF. DE CIMENTACION (m) :	4,59
4.00.- RECURRIMIENTOS	
ZAPATAS	= 7,5 cm.
COLUMNAS ESTRUCTURALES	= 3,00 cm.
VIGAS DE CIMENTACION	= 7,50 cm.
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	= 2,50 cm.
ALIGERADOS, LOSAS Y VIGAS CHATAS	= 2 cm.
5.00.- ACERO	
- ACERO CORRUGADO- Grado 60 :	f'y = 4200 Kg/cm2.
- EMPALMES DE FIERRO	
-VIGAS	: A (-) : Tercio Central
	A (+) : a : L/4
-COLUMNAS	: A 2L/3 (Tramo Central)
6.00.- NORMAS	
- R, N, C, (Normas E-020, E-030, E-050, E-060)
ANALISIS SISMICO	
PARAMETROS SISMICOS	
U = 1.0	Edificio tipo C
S = 1.2	Z = 0.4
Rox = 7	Rxy = 7
DESPLAZAMIENTOS	
ΔΔ	
DESP. MAX. ULTIMO NIVEL:	2.7 cm.
DEFORMACION MAX. PERMITIDA	= 0.007
ΔΔ	
DESP. MAX. ULTIMO NIVEL:	2.4 cm.
DEFORMACION MAX. PERMITIDA	= 0.007

VALORES DE m			
Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	
H. Capitulera	H. < 30	H. > 30	
3/8"	0.35	0.35	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60
5/8"	0.55	0.55	0.70
3/4"	0.70	0.70	0.80



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS

NOTA : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE Ø EN UNA MISMA SECCION.
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS EN (a) CONSULTAR AL PROYECTISTA.



Ø	a	b
3/8"	20 cm	12 cm
1/2"	28 cm	15 cm
5/8"	35 cm	20 cm
3/4"	42 cm	23 cm
1"	56 cm	31 cm

RADIO MINIMO DE DOBLEZ	
3/8"	12 cm
1/2"	15 cm
5/8"	20 cm
3/4"	23 cm
1"	31 cm

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "a", LA DIFERENCIA ENTRE "a" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b". SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS

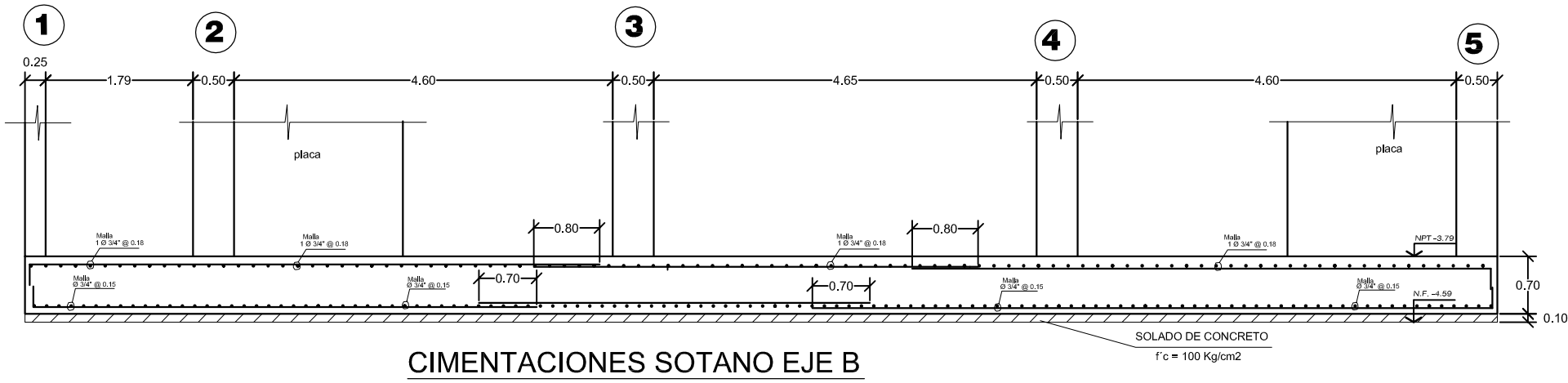


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

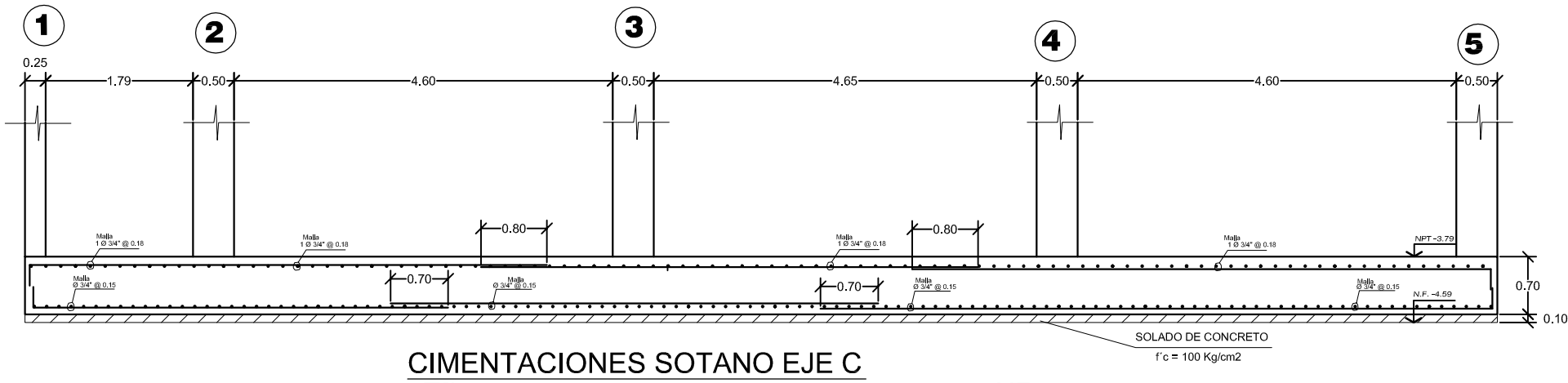
PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
DETALLE PLATEA CIMENTACION
MODELO CONVENCIONAL
LAMINA:
ES-3
M.C.

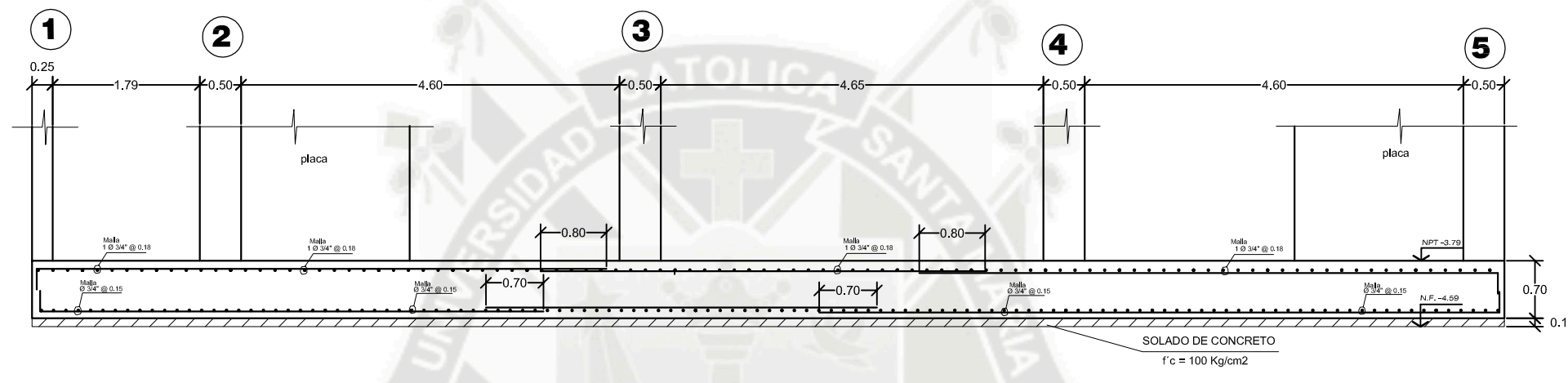
UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA
FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75



CIMENTACIONES SOTANO EJE B



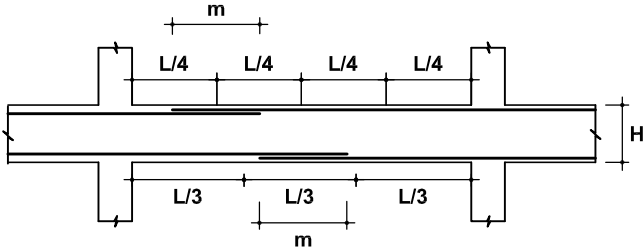
CIMENTACIONES SOTANO EJE C



CIMENTACIONES SOTANO EJE E

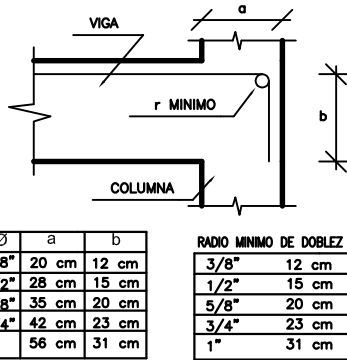
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
Solado	f'c = 100 Kg/cm2.
FALSO PISO	f'c = 140 Kg/cm2.
B. CONCRETO ARMADO	
MUROS DE CONTENCIÓN	f'c = 280 Kg/cm2
VIÑAS DE CIMENTACIÓN - PLATEAS	f'c = 280 Kg/cm2
ESCALERAS	f'c = 280 Kg/cm2.
COLUMNAS Y PLACAS	f'c = 350 Kg/cm2.
VIÑAS	f'c = 280 Kg/cm2.
LOSAS	f'c = 210 Kg/cm2.
C. ALBAÑILERIA	
- MORTERO	C : A = 1 : 5
- JUNTA	1.5 cm.
2.00.- DEL SUELO	
- CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm2	Bloque A 1.5
- PROF. DE CIMENTACIÓN (m)	4.50
4.00.- RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS	= 7.5 cm.
COLUMNAS ESTRUCTURALES	= 3.00 cm.
VIÑAS DE CIMENTACIÓN	= 7.50 cm.
COLUMNAS DE CORRIENTE	= 2.50 cm.
ALISERADOS, LOSAS Y VIÑAS CHATAS	= 2 cm.
5.00.- ACERO	
- ACERO CORRUGADO- Grado 60 ; fy = 4200 Kg/cm2.	
- EMPALMES DE BIERRO	
-VIÑAS	As (-) : Tercio Central
	As (+) : a L/4
-COLUMNAS	A : 2L/9 (Tercio Central)
6.00.- NORMAS	
- R., N. C. (Normas E-020, E-030, E-050, E-060)	
ANÁLISIS SÍSMICO	
PARÁMETROS SÍSMICOS	
U = 1.0	Edificio tipo C
S = 1.2	Z = 0.4
Rox = 7 ; Ryy = 7	
DESPLAZAMIENTOS	
Δx	
DESP. MAX. ULTIMO NIVEL	2.7 cm.
DISTORSION MAX. PERMITIDA	= 0.007
Δy	
DESP. MAX. ULTIMO NIVEL	2.4 cm.
DISTORSION MAX. PERMITIDA	= 0.007

VALORES DE m			
φ	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	
	H Cualquiera	H < 30	H > 30
3/8"	0.35	0.35	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60
5/8"	0.55	0.55	0.70
3/4"	0.70	0.70	0.80



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIÑAS, LOSAS

NOTA : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE φ EN UNA MISMA SECCION.
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS EN (a) CONSULTAR AL PROYECTISTA.



NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "a", LA DIFERENCIA ENTRE "a" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b". SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

ANCLAJE TÍPICO DE VIÑAS



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

DETALLE PLATEA CIMENTACION

MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:

ES- 4

M.C.

UBICACION:

PROVINCIA: AREQUIPA

DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

ESCALA: 1:75

ESPECIFICACIONES TECNICAS
PLACAS Y COLUMNAS

ACERO GRADO 60 : fy = 4,200 Kg/cm2
CONCRETO : f'c = 350 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS LIBRES :
- Placas Estructurales = 2.00 cm
- Columnas Estructurales = 4.00 cm
- Columnas confinamiento = 2.00 cm

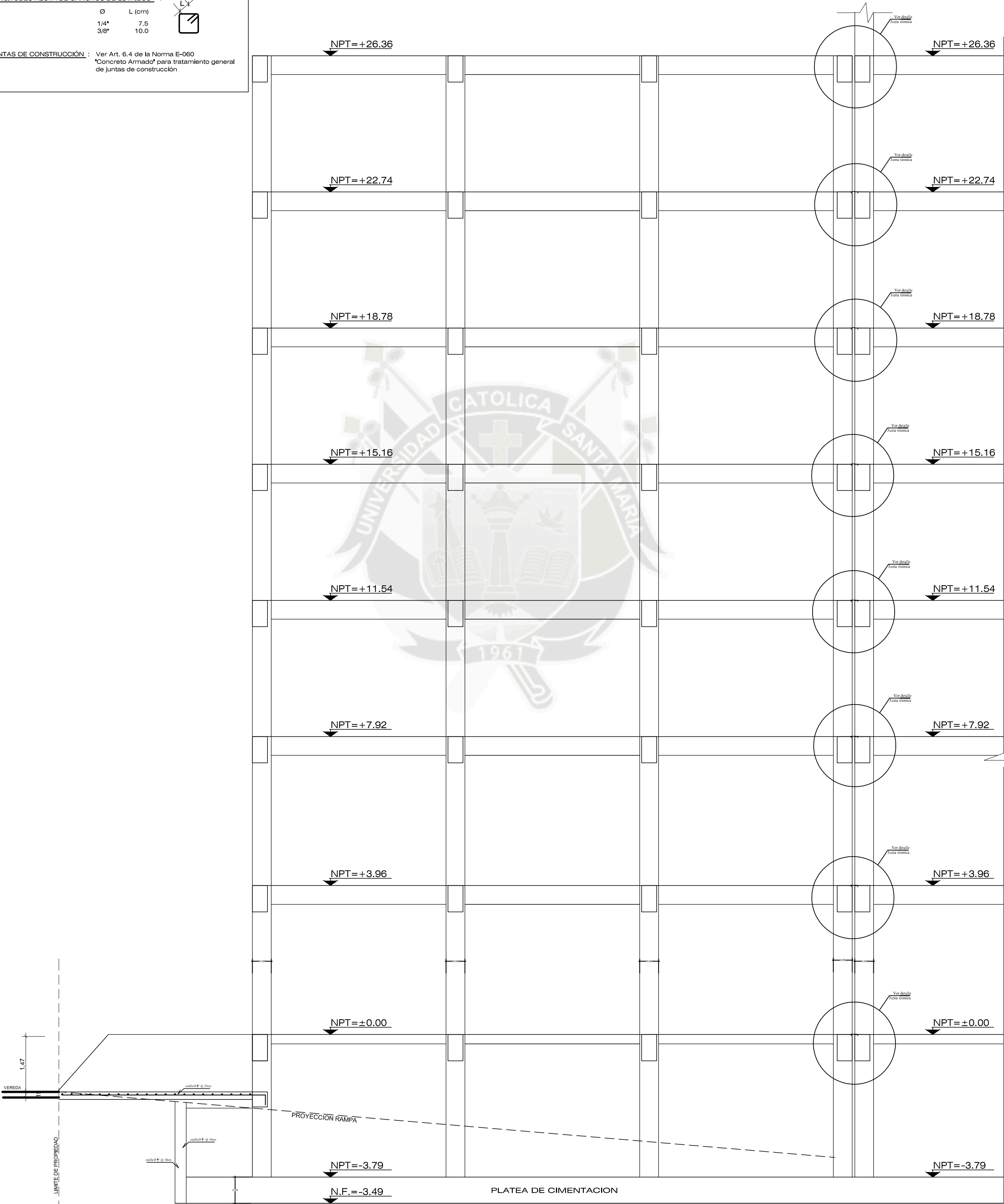
LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJES Y TRASLAPES DEL REFUERZO :

Ø	La (cm)	Le (cm)
1/4"	15	20
3/8"	30	30
1/2"	35	40
5/8"	40	50
3/4"	50	70
1"	90	120

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS :
Ø L (cm)
1/4" 7.5
3/8" 10.0



JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN : Ver Art. 6.4 de la Norma E-060
"Concreto Armado" para tratamiento general de juntas de construcción



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

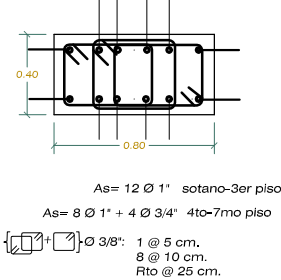
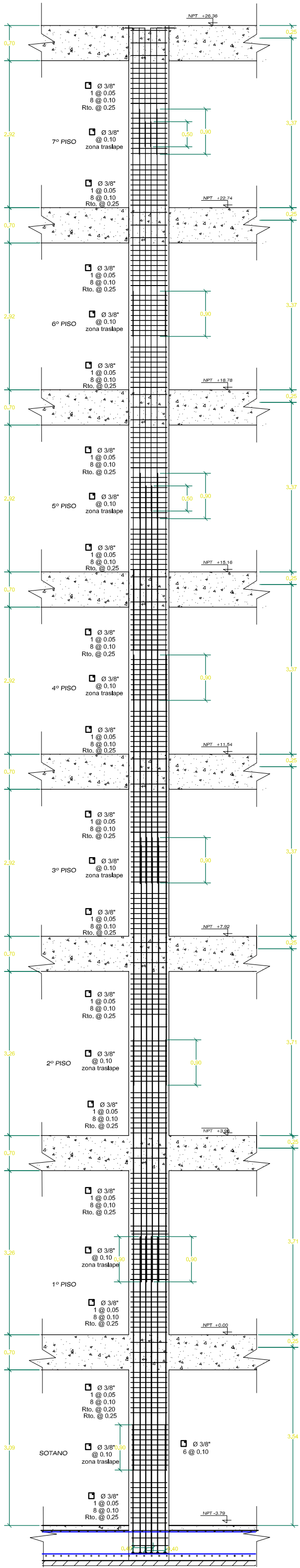
PLANO:
ELEVACION COLUMNAS
MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:
ES-5
M.C.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

ESCALA: 1:75



C1

ESPECIFICACIONES TECNICAS PLACAS Y COLUMNAS

ACERO GRADO 60 : $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO : $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS LIBRES :
- Placas Estructurales = 2.00 cm
- Columnas Estructurales = 4.00 cm
- Columnas confinamiento = 2.00 cm

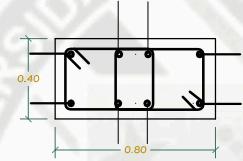
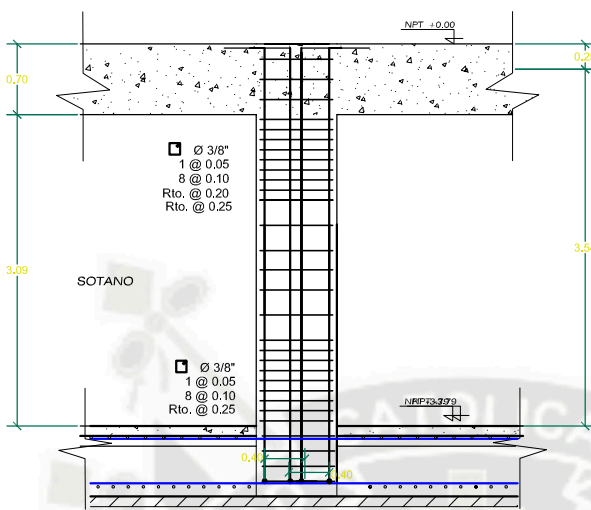
LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJES Y TRASLAPES DEL REFUERZO :

ϕ	L_d (cm)	L_e (cm)
1/4"	15	20
3/8"	30	30
1/2"	35	40
5/8"	40	50
3/4"	50	70
1"	90	120

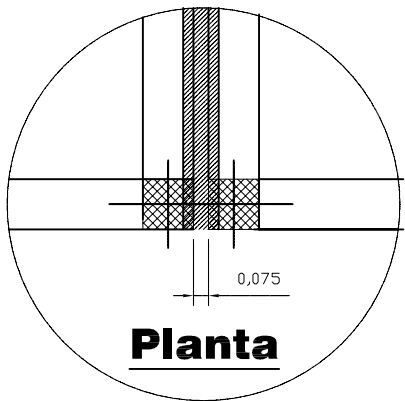
LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS :

ϕ	L (cm)
1/4"	7.5
3/8"	10.0

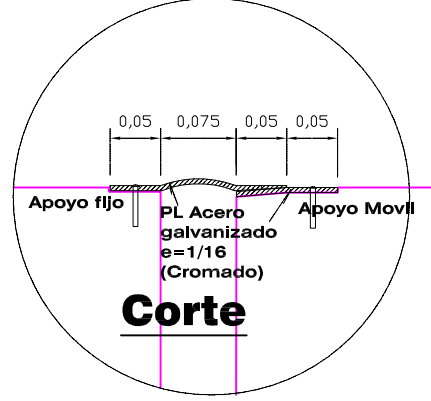
JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN : Ver Art. 6.4 de la Norma E-060
"Concreto Armado" para tratamiento general de juntas de construcción



C4



Planta



Corte

Detalle de juntas sismica

CUADRO DE COLUMNAS

ESCALA: 1/50

TIPO DE COLUMNAS NÚMERO DE NIVELES	C1	C-2	C3	C4
SEMISOTANO				
PRIMER NIVEL				
SEGUNDO NIVEL				
TERCER NIVEL				
CUARTO NIVEL				
QUINTO NIVEL				
SEXTO NIVEL				
SETIMO NIVEL				



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

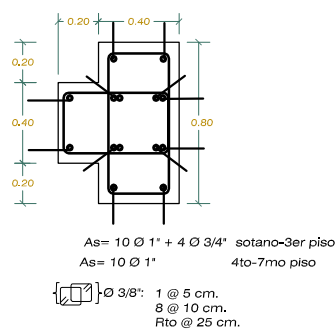
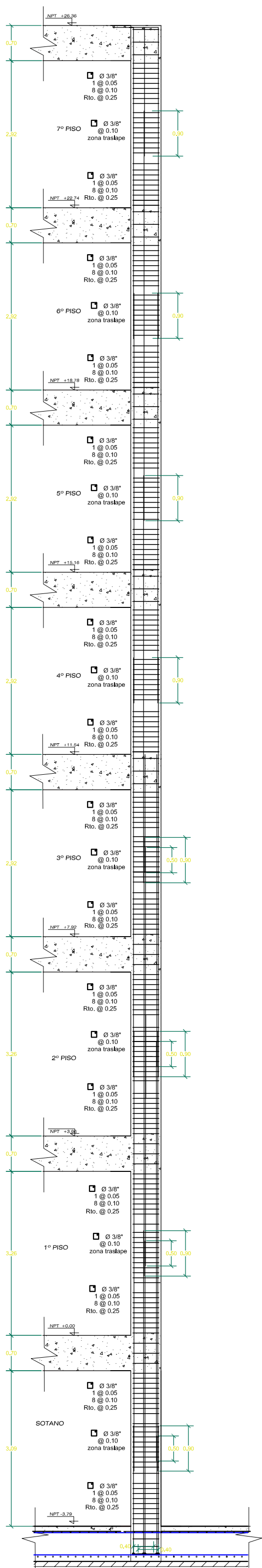
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
DETALLE COLUMNAS
MODELO CONVENCIONAL

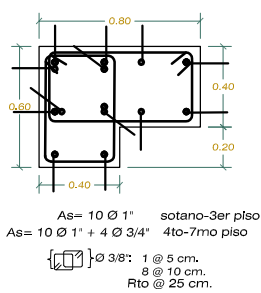
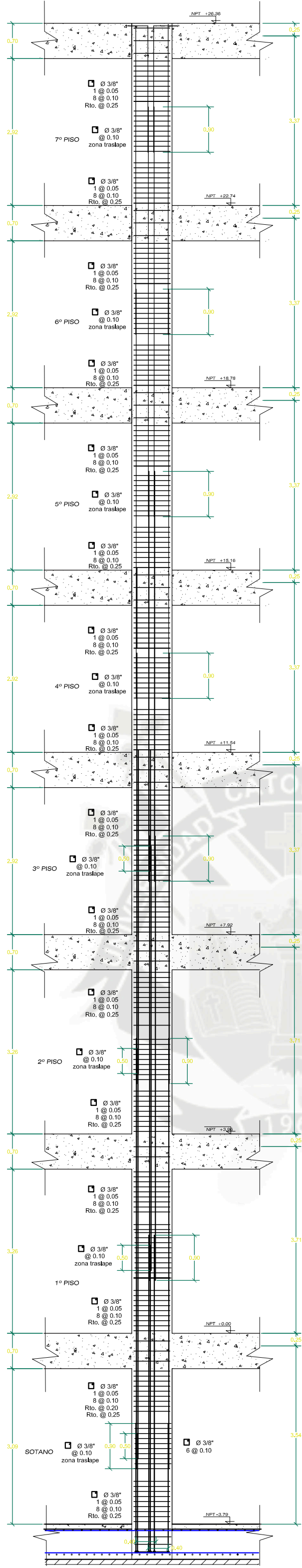
LAMINA:
ES-6
M.C.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

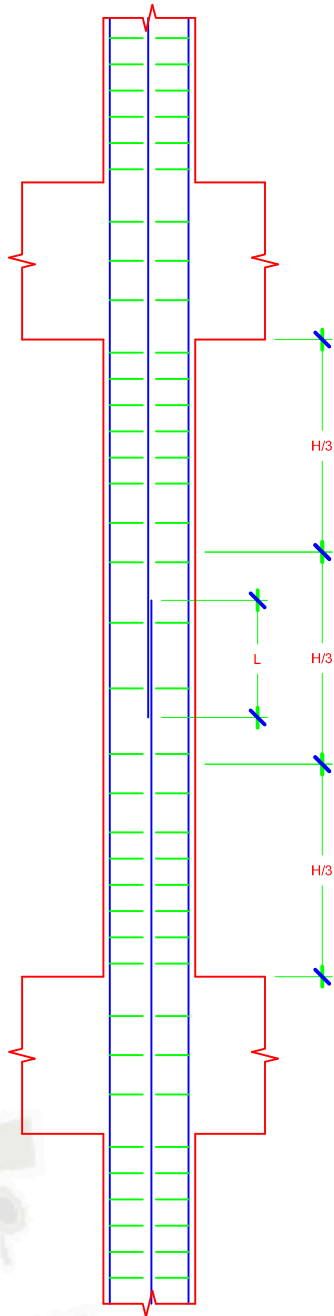
FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75



C2



C3



- NOTAS :**
- 1 Realizar los empalmes en el tercio central de la altura de la columna
 - 2 No empalmar más de 50% del área total en una sección
 - 3 En caso de exceder del porcentaje especificado aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - 4 En caso de empalmar más del 30% de área total de una misma sección colocar estribos cerrados a un espaciamiento máximo de 10cm

Ø	L
3/8"	.30
1/2"	.35
5/8"	.40
3/4"	.50
1"	.90

ESPECIFICACIONES TECNICAS PLACAS Y COLUMNAS

ACERO GRADO 60 : $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO : $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Placas Estructurales = 2.00 cm
- Columnas Estructurales = 4.00 cm
- Columnas confinamiento = 2.00 cm

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJES Y TRASLAPES DEL REFUERZO :

Ø	La (cm)	Le (cm)
1/4"	15	20
3/8"	30	30
1/2"	35	40
5/8"	40	50
3/4"	50	70
1"	90	120

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS :

Ø	L (cm)
1/4"	7.5
3/8"	10.0

JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN : Ver Art. 6.4 de la Norma E-060.
"Concreto Armado" para tratamiento general de juntas de construcción



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

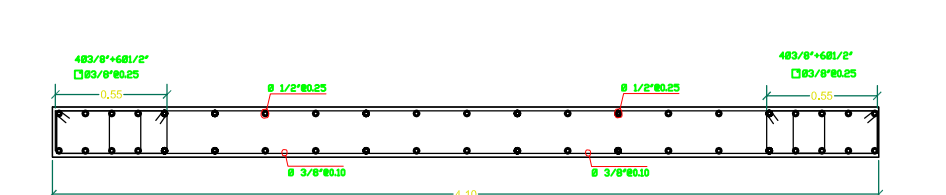
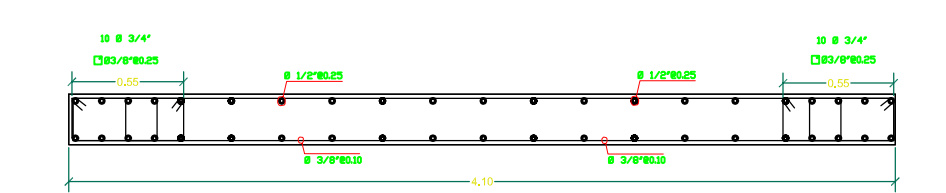
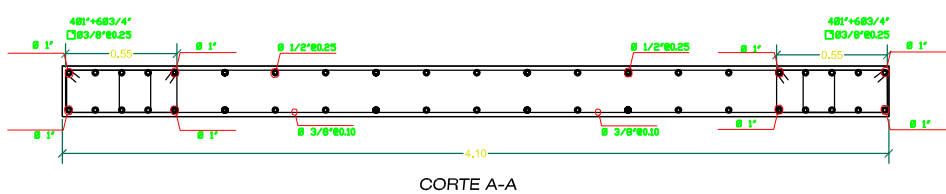
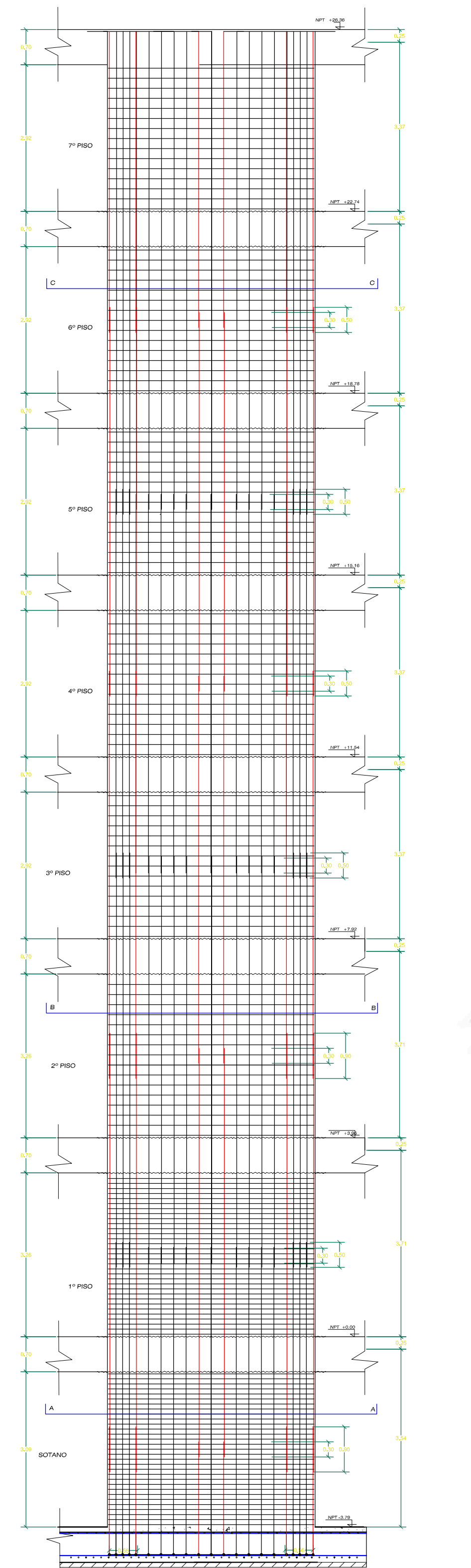
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
DETALLE COLUMNAS
MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:
ES-7
H.C.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

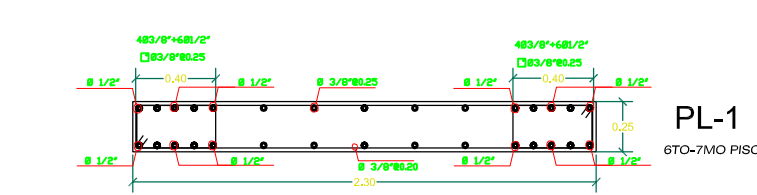
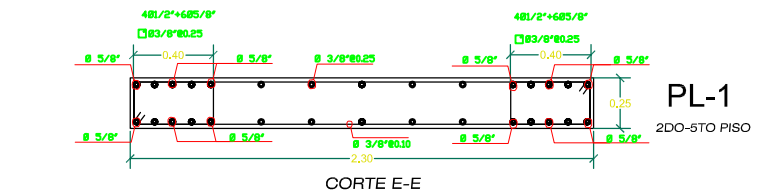
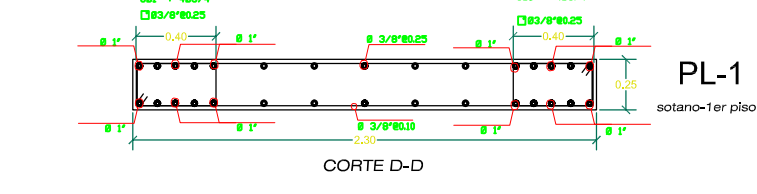
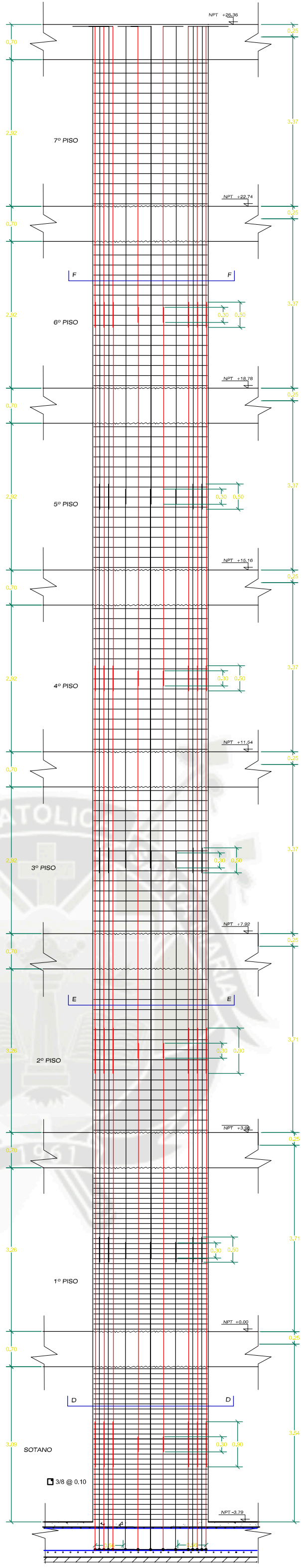
FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75



PL-2
sotano-1er piso

PL-2
200-5TO PISO

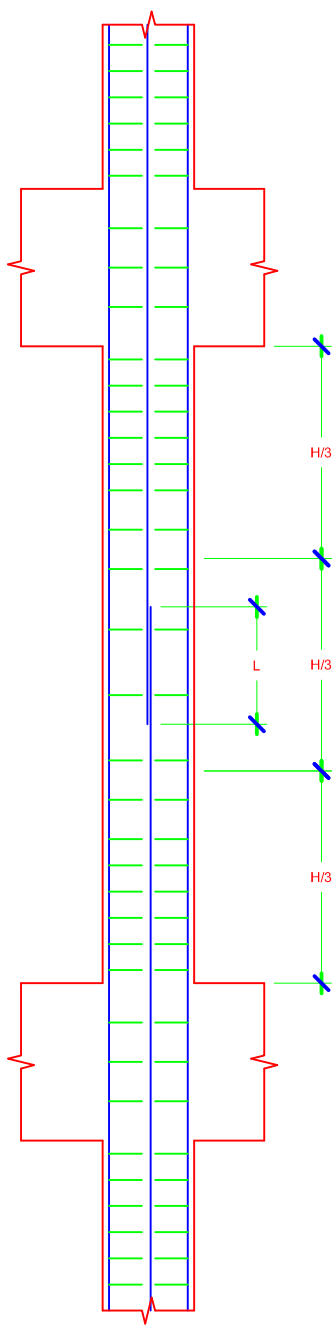
PL-2
6TO-7MO PISO



PL-1
sotano-1er piso

PL-1
200-5TO PISO

PL-1
6TO-7MO PISO



Ø	L
3/8"	.30
1/2"	.35
5/8"	.40
3/4"	.50
1"	.90

ESPECIFICACIONES TECNICAS PLACAS Y COLUMNAS

ACERO GRADO 60 : $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO : $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Placas Estructurales = 2.00 cm
- Columnas Estructurales = 4.00 cm
- Columnas confinamiento = 2.00 cm

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJES Y TRASLAPES DEL REFUERZO :

Ø	La (cm)	Le (cm)
1/4"	15	20
3/8"	30	30
1/2"	35	40
5/8"	40	50
3/4"	50	70
1"	90	120

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS :

Ø	L (cm)
1/4"	7.5
3/8"	10.0

JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN : Ver Art. 6.4 de la Norma E-060
"Concreto Armado" para tratamiento general de juntas de construcción



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
DETALLE COLUMNAS
MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:
ES-8
M.C.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75

The diagram shows a cross-section of a composite beam. The total height is labeled H and the total width is labeled L . The central core has a width m . The top and bottom flanges have a thickness of $L/4$. The side flanges have a thickness of $L/3$. The core is divided into three equal segments of length $L/3$.

NOTA : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE O EN UNA MISMA SECCION.
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTUALES ESPECIFICADOS EN (a) CONSULTAR AL PROYECTISTA.

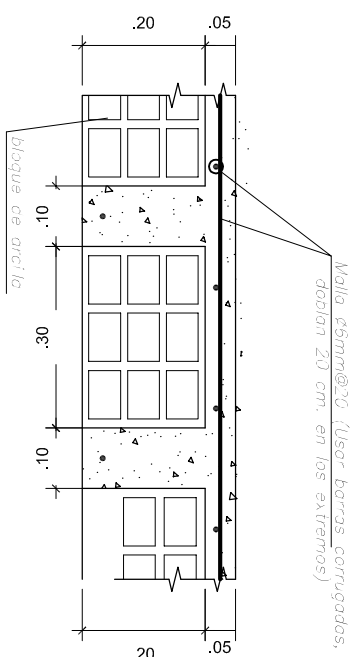
□ Ø 348
 1 Ø 0.05
 8 Ø 0.10
 R10 Ø 0.15

250.8
 250.8
 0.25
 10
 VIGA CHATA 25X25
 ESG 142 F

ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS



NOTA : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE Ø EN UNA MISMA SECCION.
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS EN (a) CONSULTAR AL PROYECTISTA.



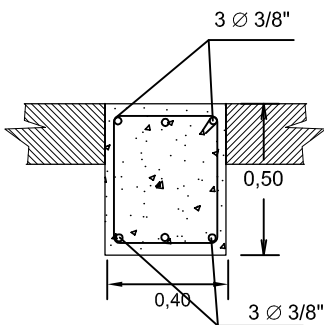
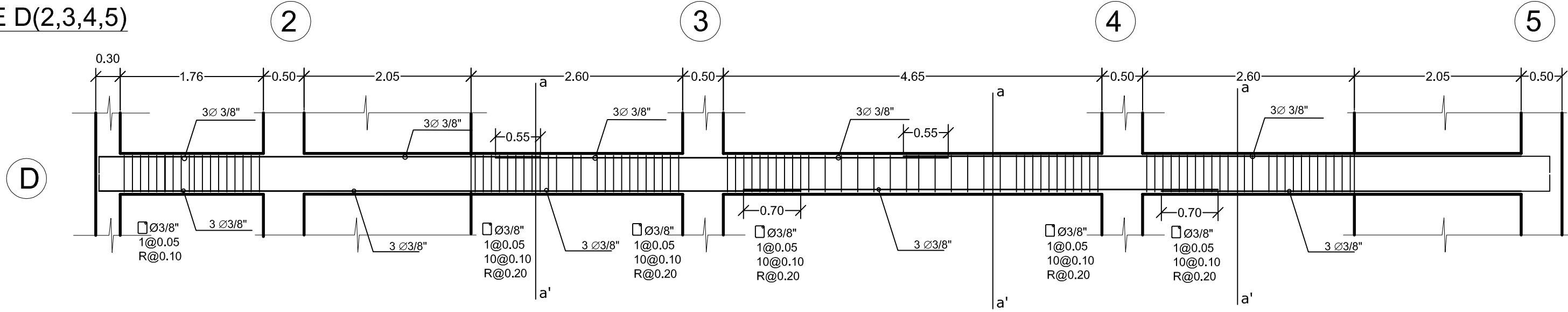
ESC: 1/12.5

[illegible]

PRIMER NIVEL 0+-00

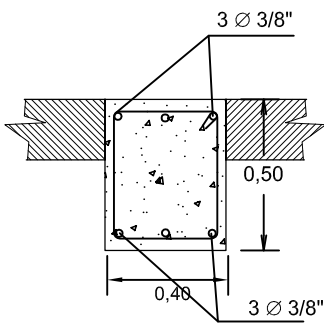
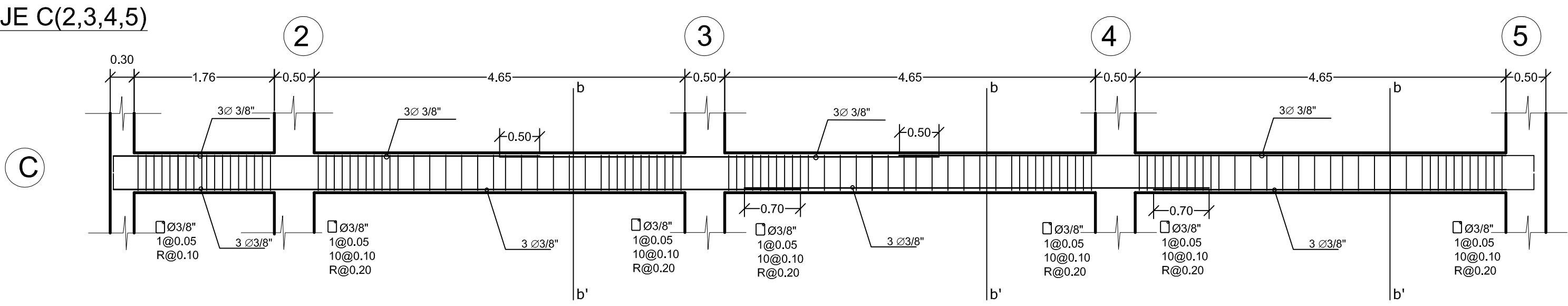
DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40

EJE D(2,3,4,5)



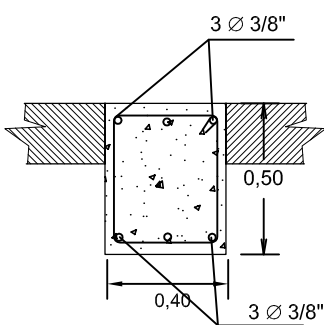
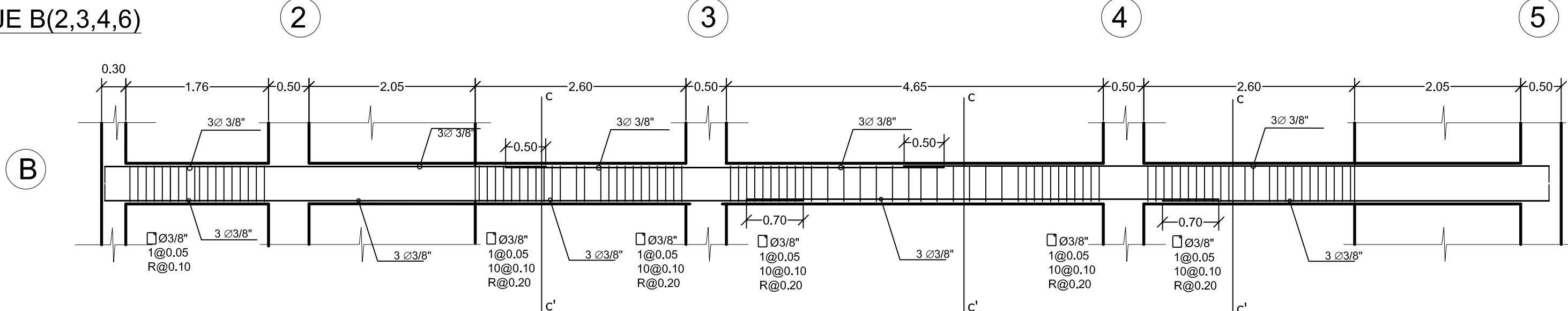
Corte a-a'

EJE C(2,3,4,5)



Corte b-b'

EJE B(2,3,4,6)

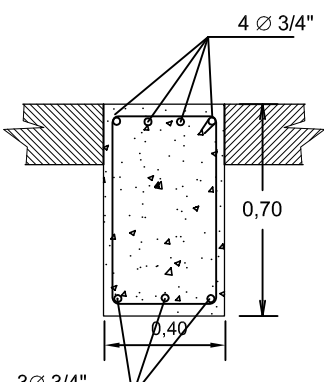
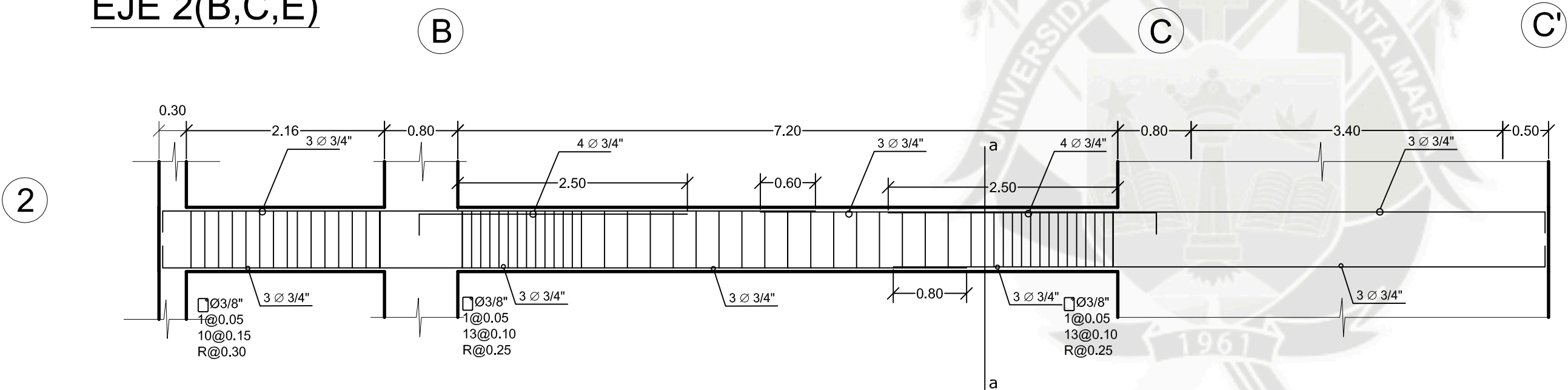


Corte c-c'

PRIMER NIVEL

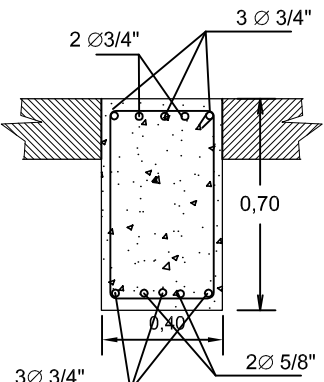
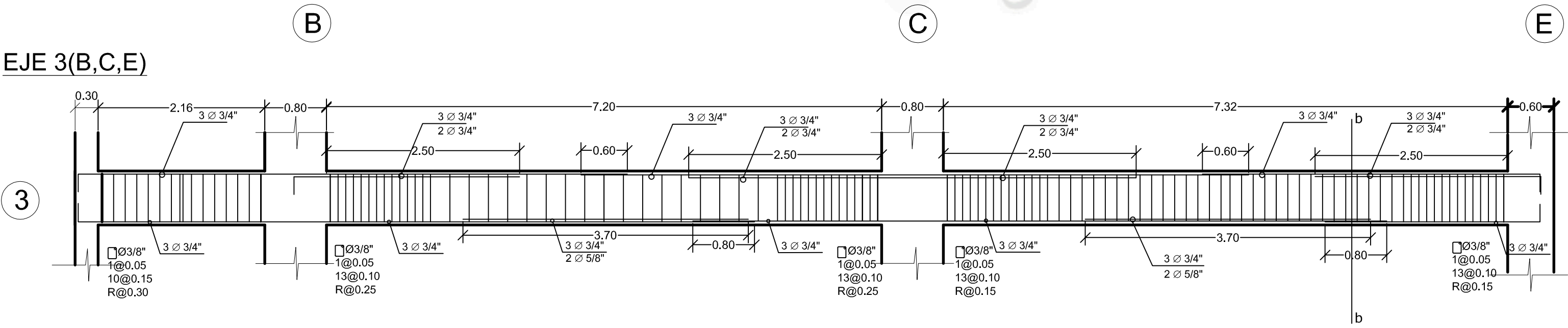
DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40

EJE 2(B,C,E)



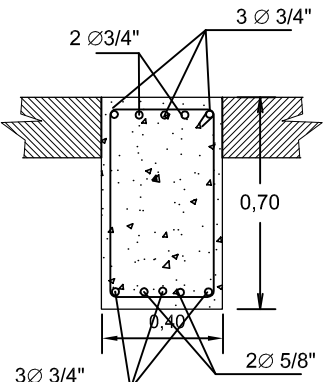
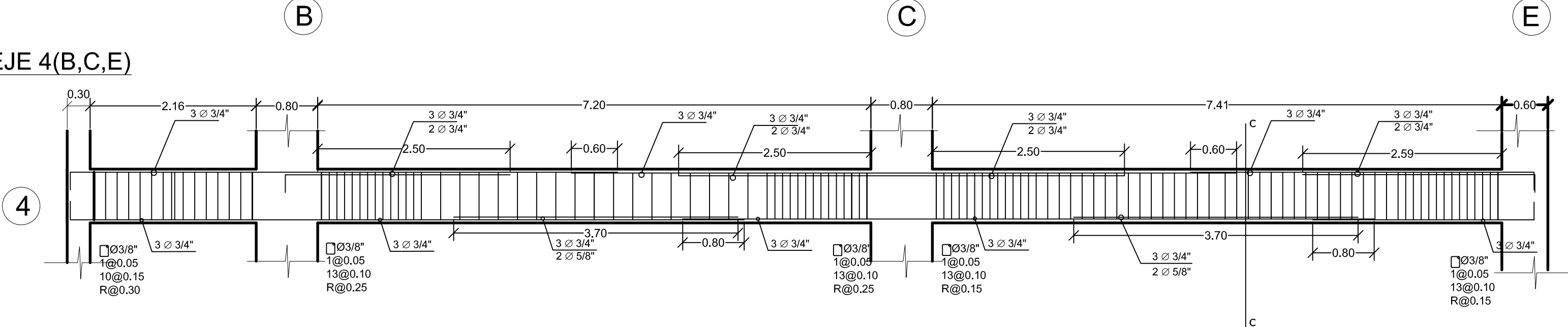
Corte a-a

EJE 3(B,C,E)



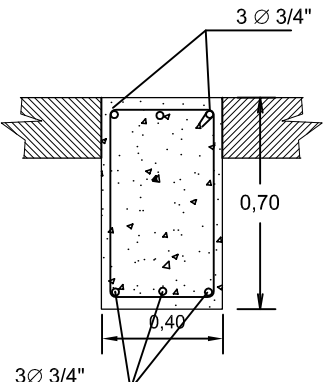
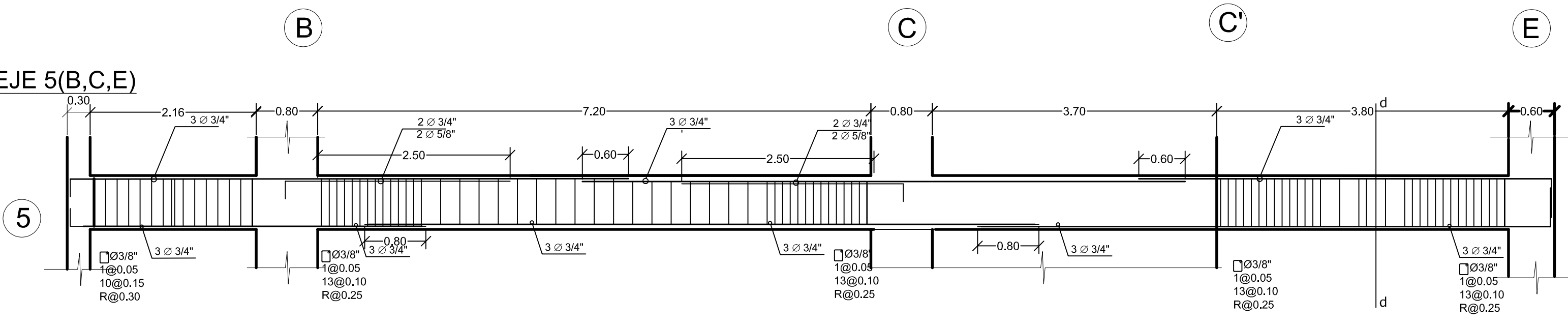
Corte b-b

EJE 4(B,C,E)



Corte c-c

EJE 5(B,C,E)



Corte d-d



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
VIGAS PRIMER NIVEL
MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:
ES-11
M.C.

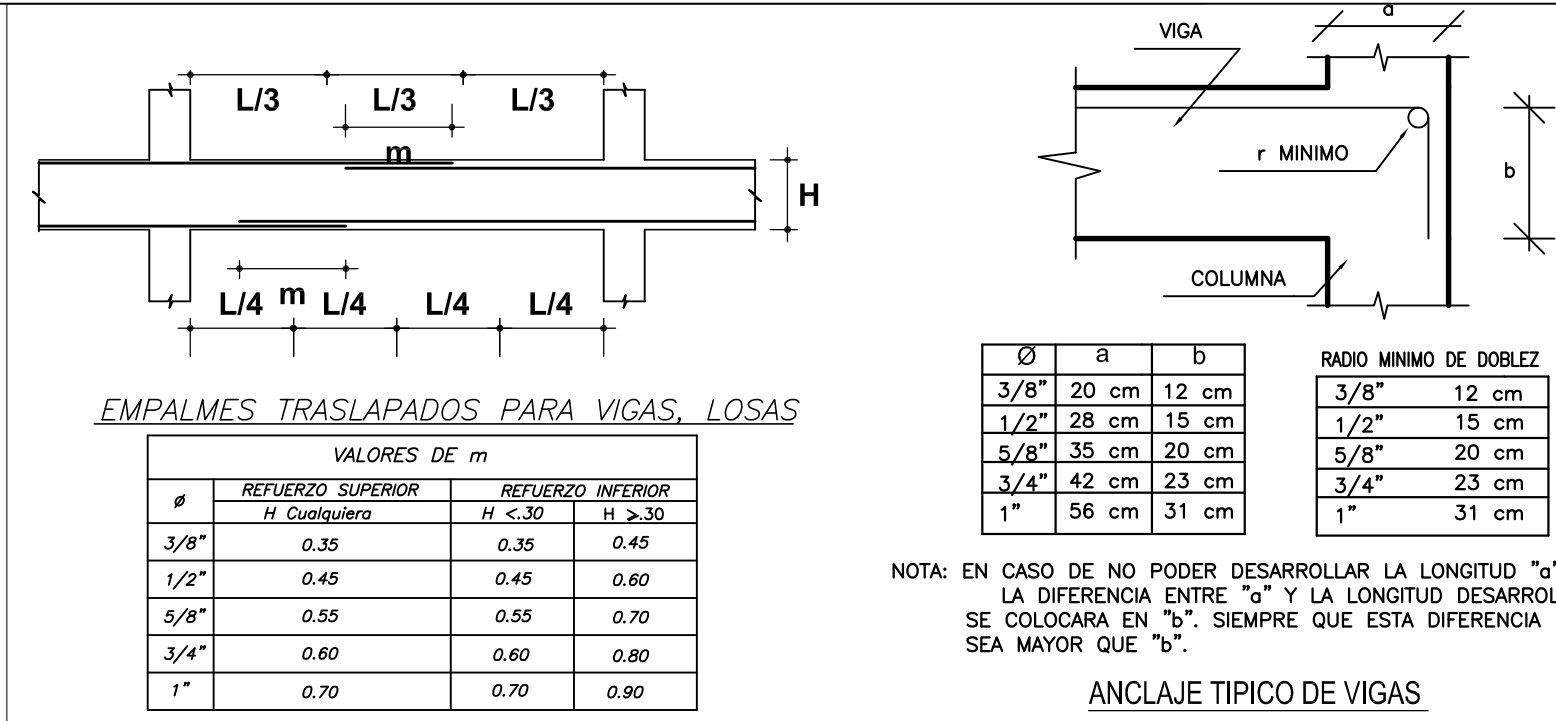
UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

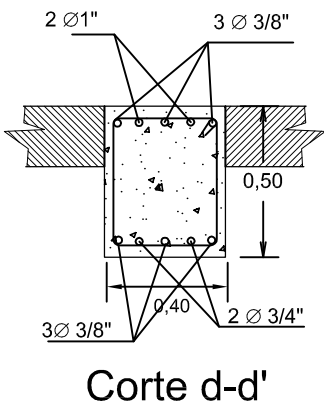
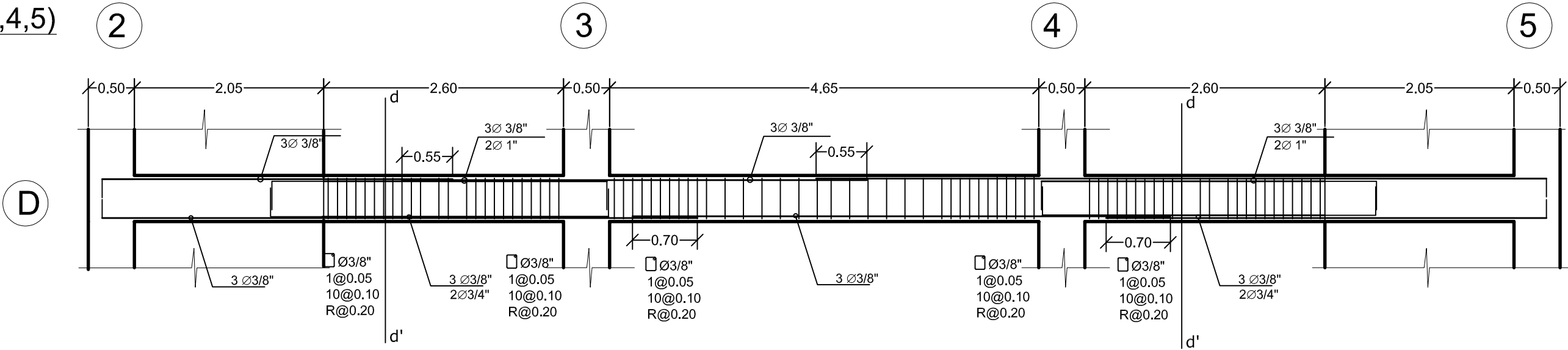
ESCALA: 1:50

SEGUNDO NIVEL

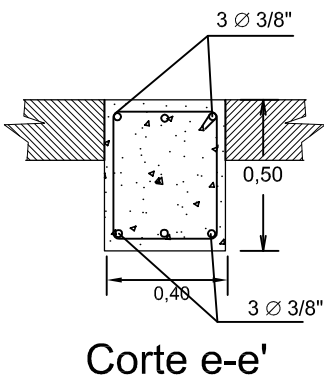
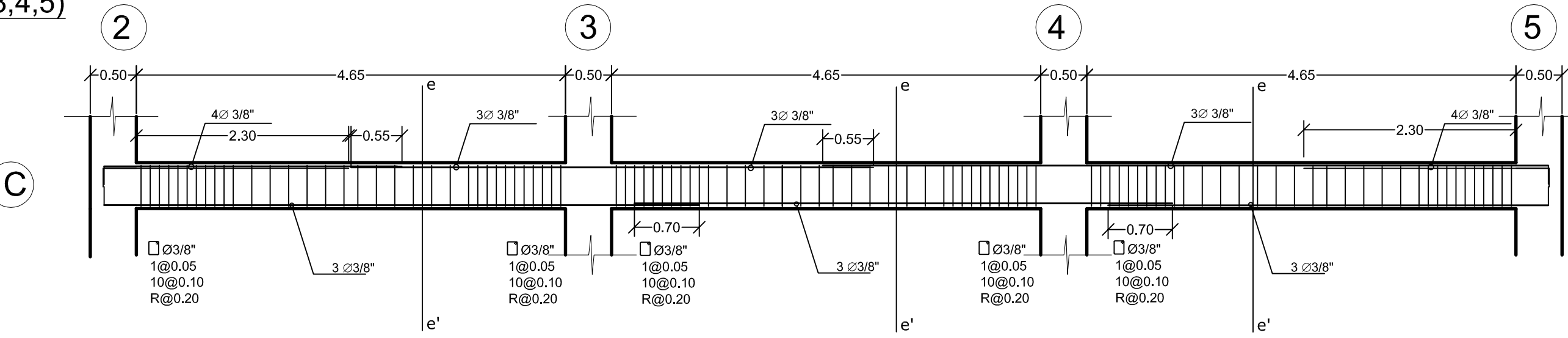
DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40



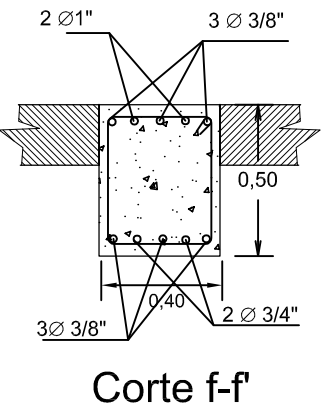
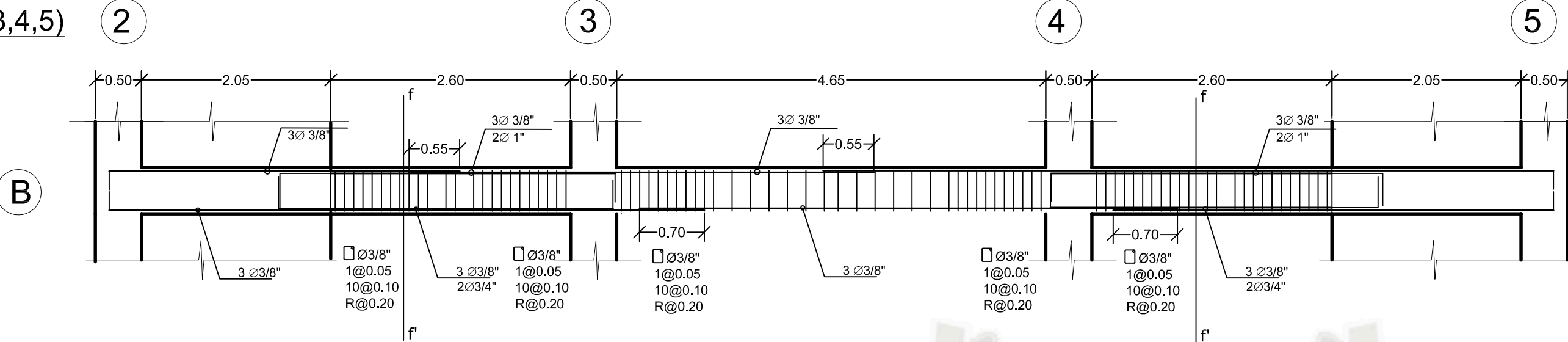
EJE D(2,3,4,5)



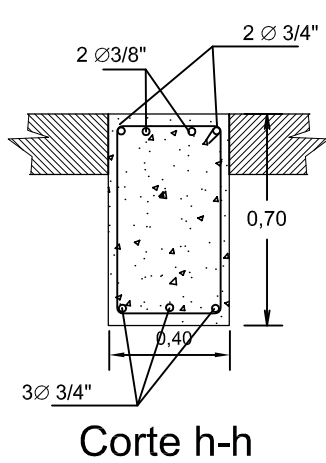
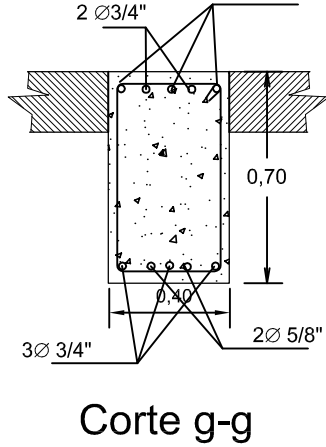
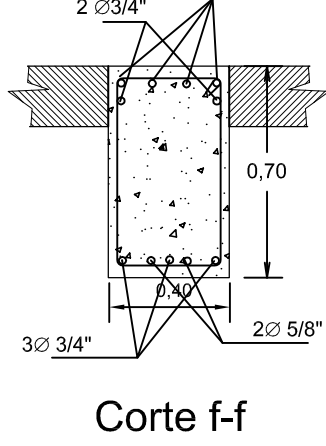
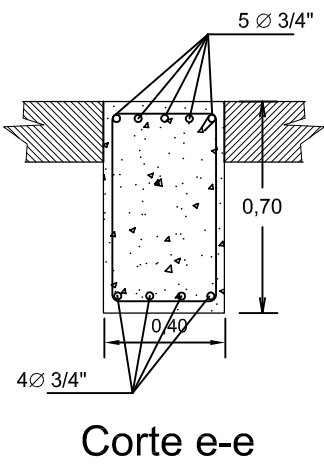
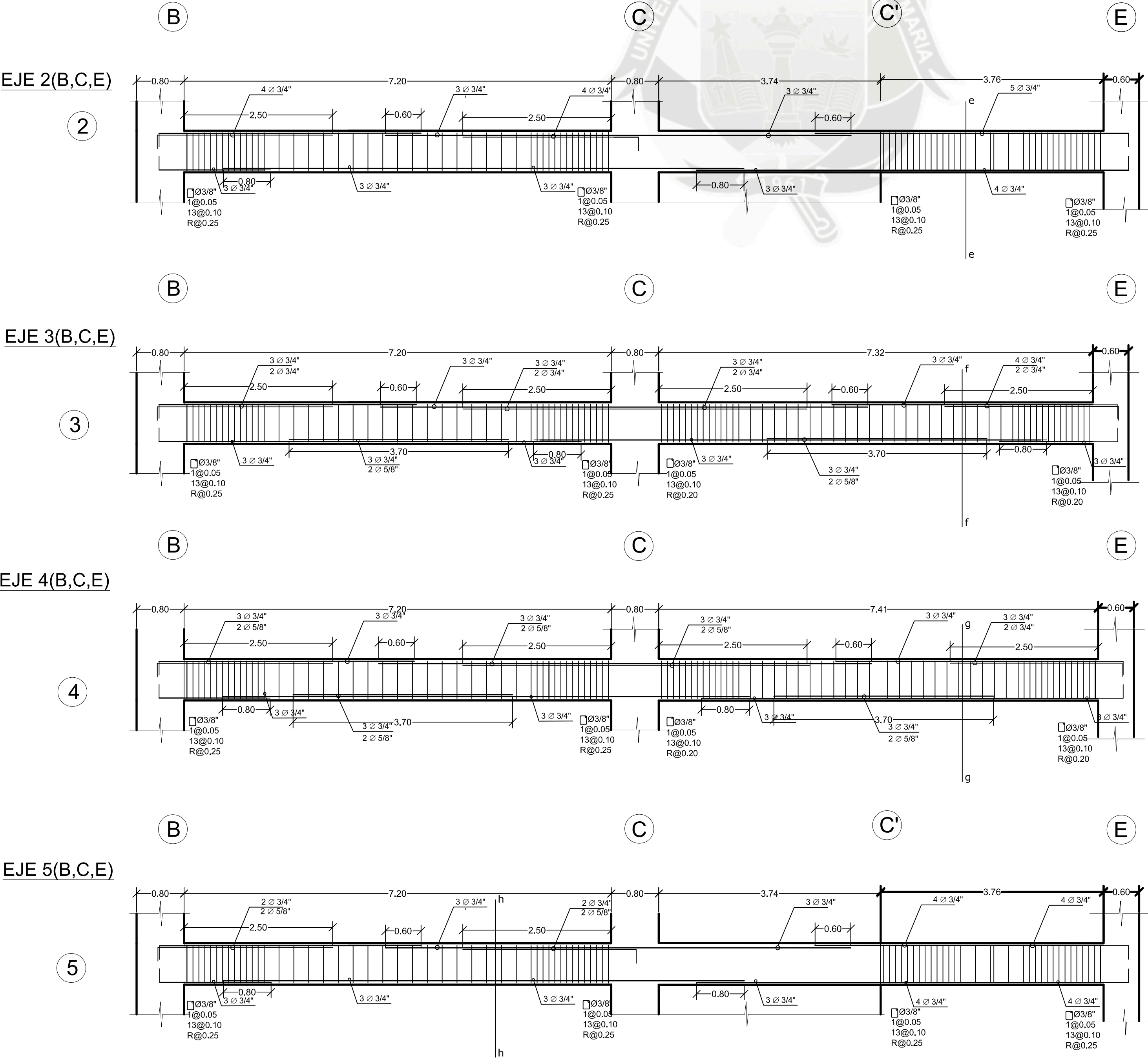
EJE C(2,3,4,5)



EJE B(2,3,4,5)



SEGUNDO NIVEL
DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

VIGAS SEGUNDO NIVEL

MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:

ES-12

M.C.

UBICACION:

PROVINCIA: AREQUIPA

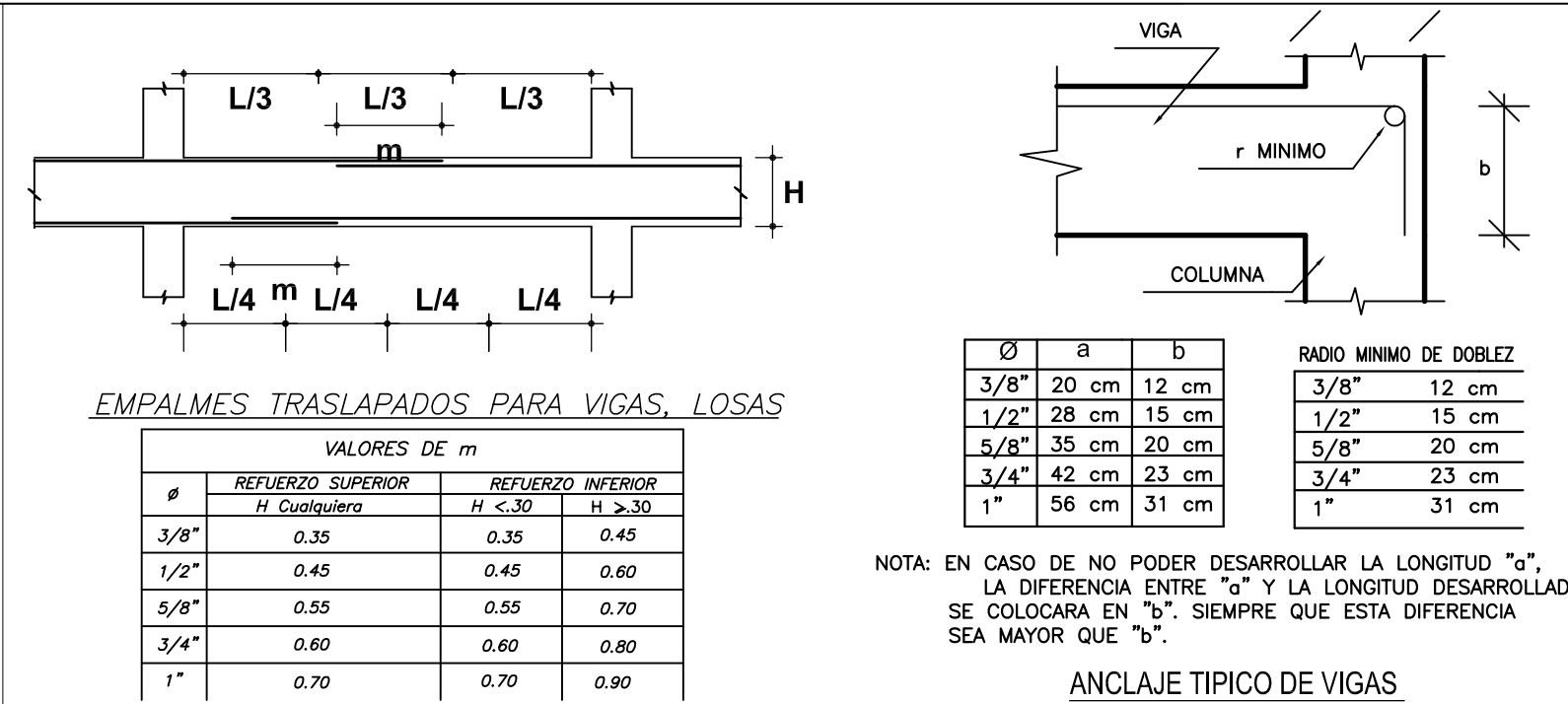
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

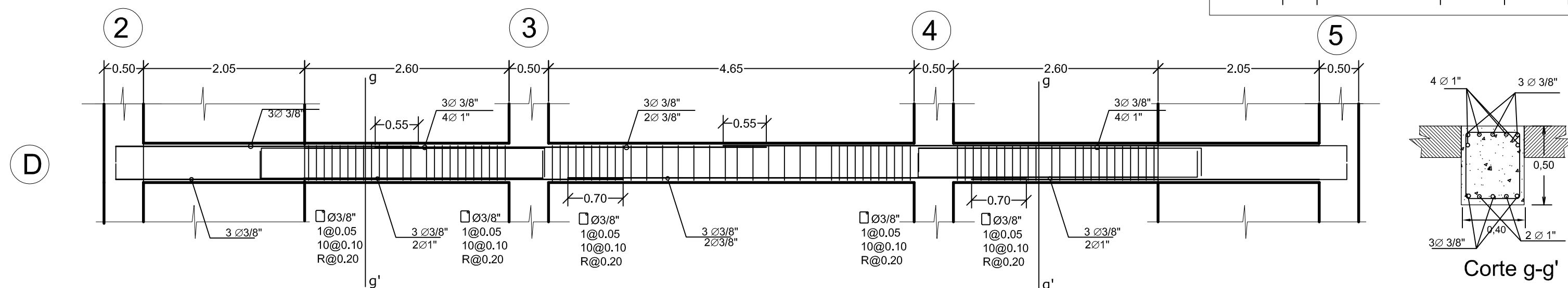
ESCALA: 1:50

TERCER A SETIMO NIVEL

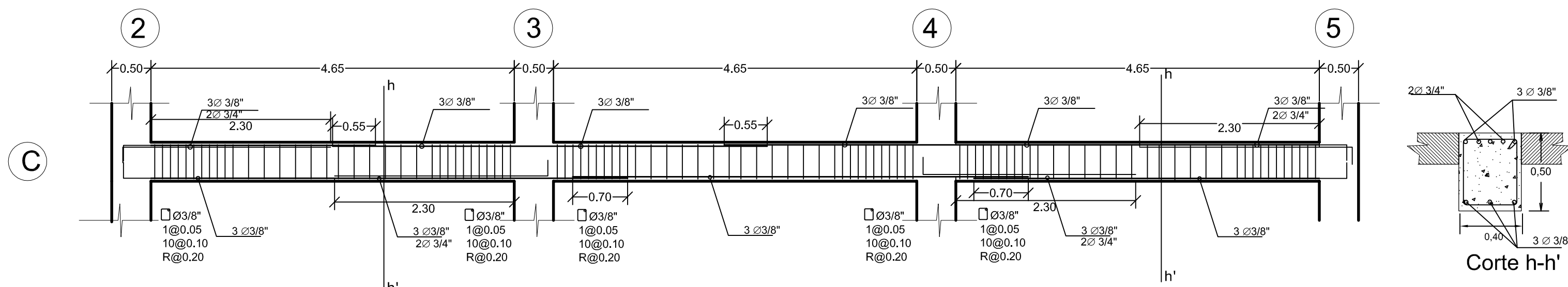
DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40



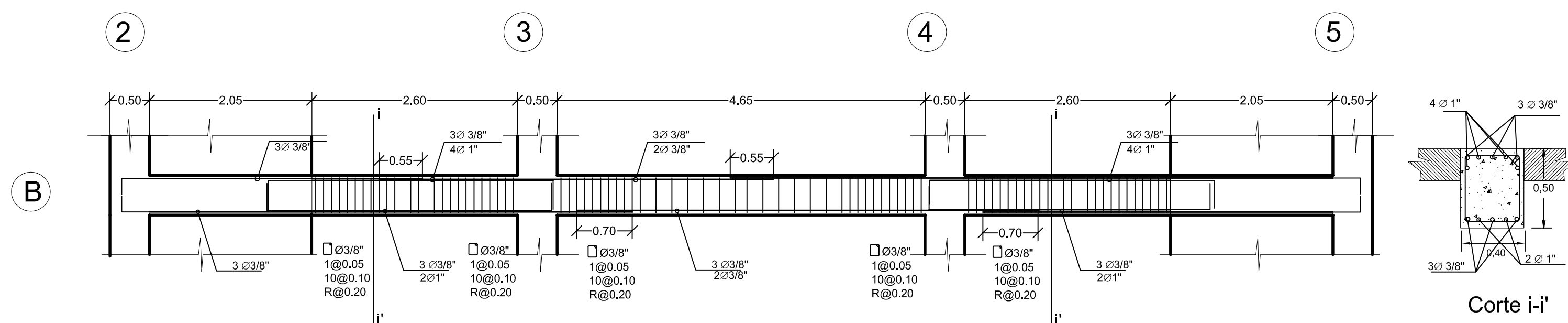
EJE D(2,3,4,5)



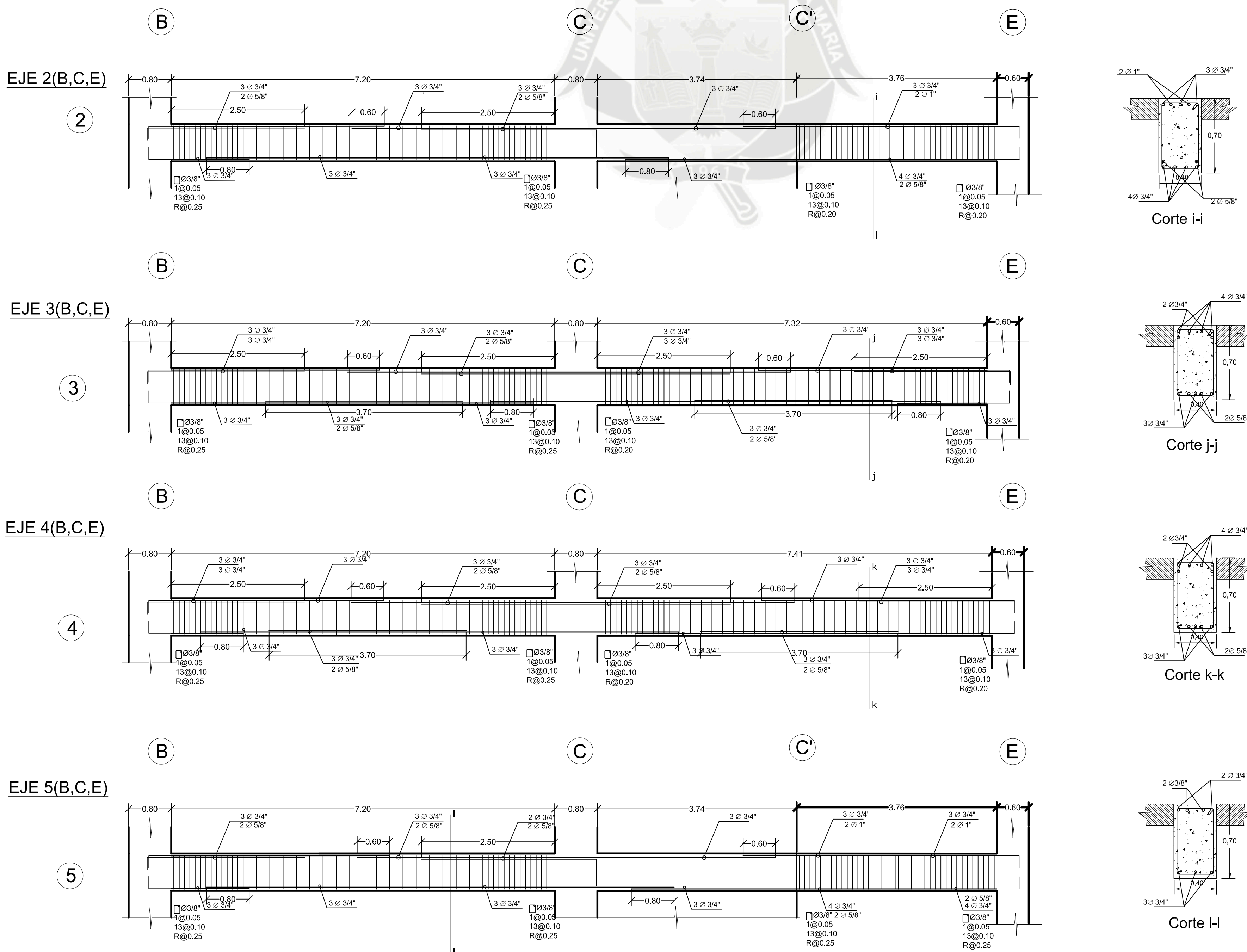
EJE C(2,3,4,5)



EJE B(2,3,4,5)



TERCER A SETIMO NIVEL
DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
VIGAS TERCER A SETIMO NIVEL
MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:
ES- 13
M.C.

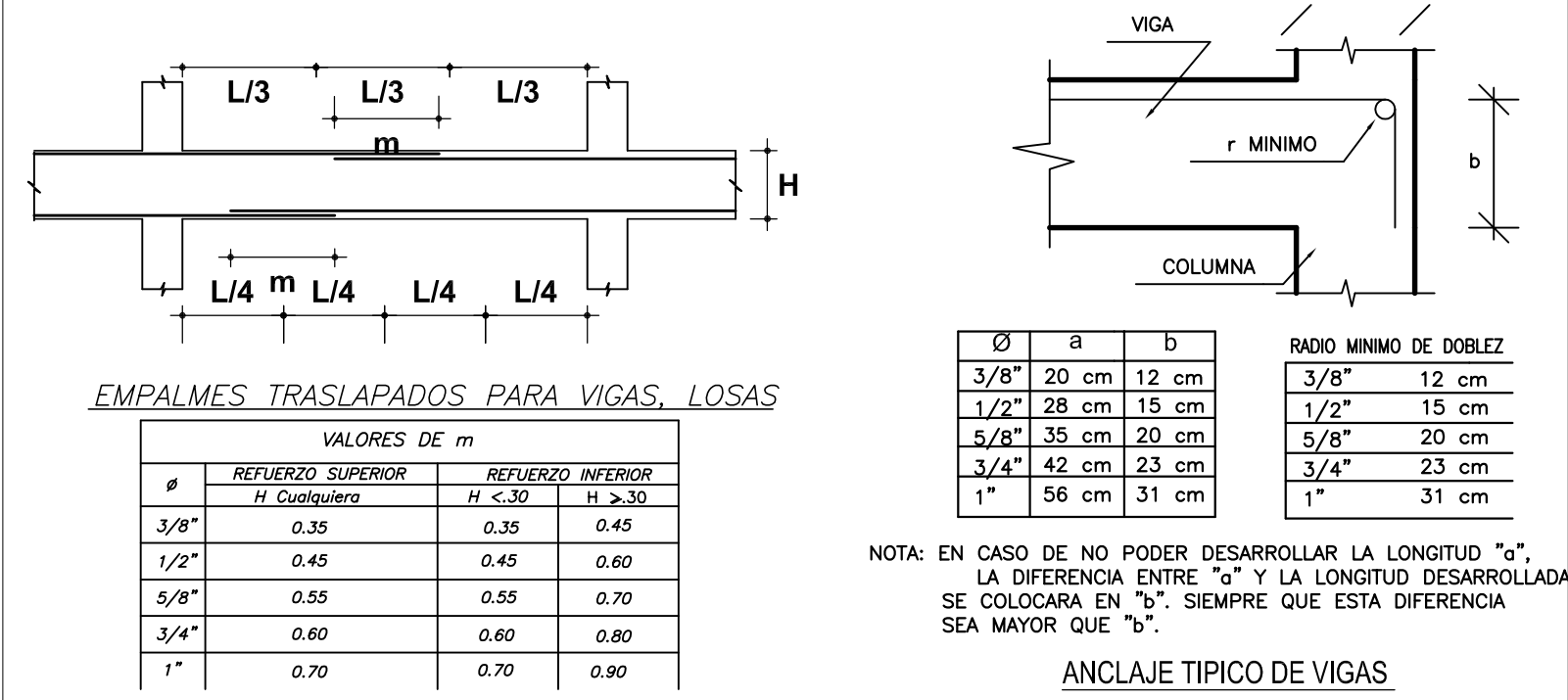
UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

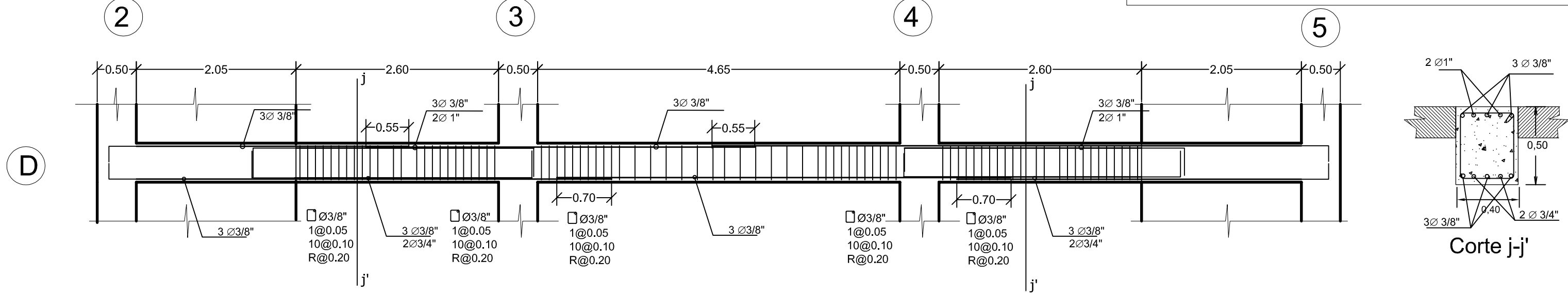
ESCALA: 1:50

OCTAVO NIVEL

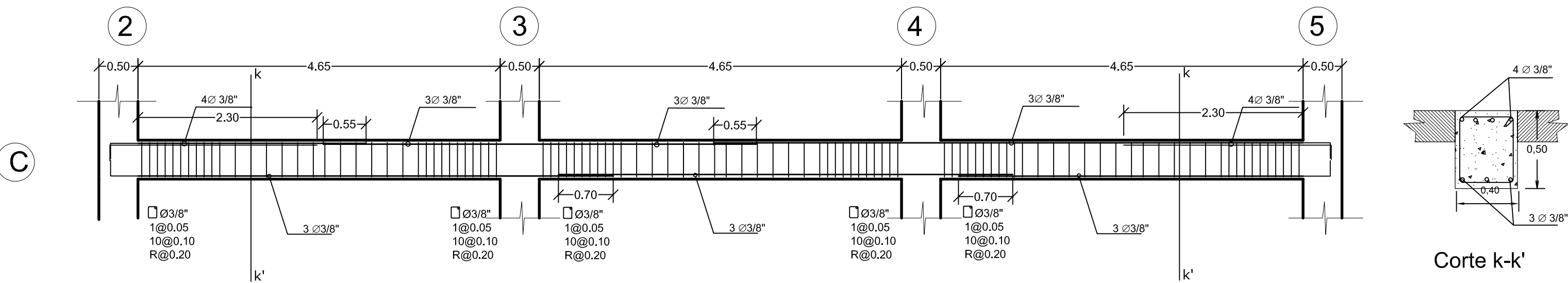
DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40



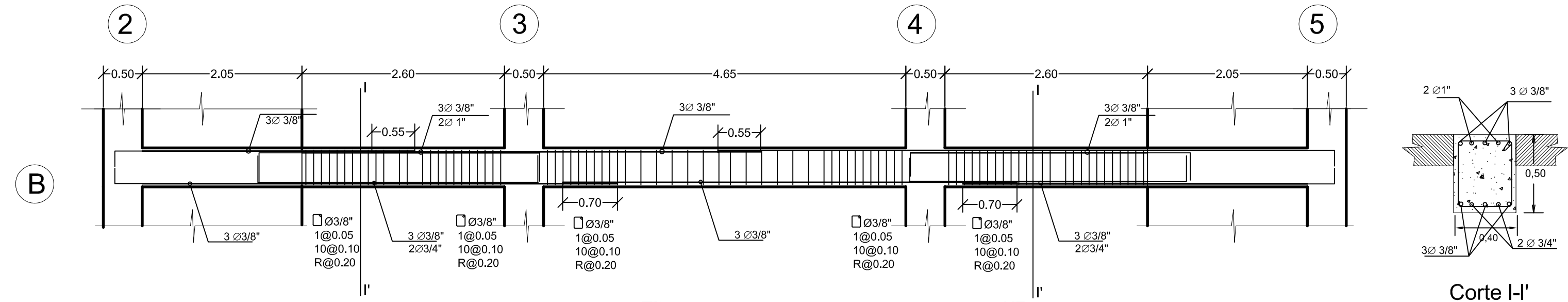
EJE D(2,3,4,5)



EJE C(2,3,4,5)

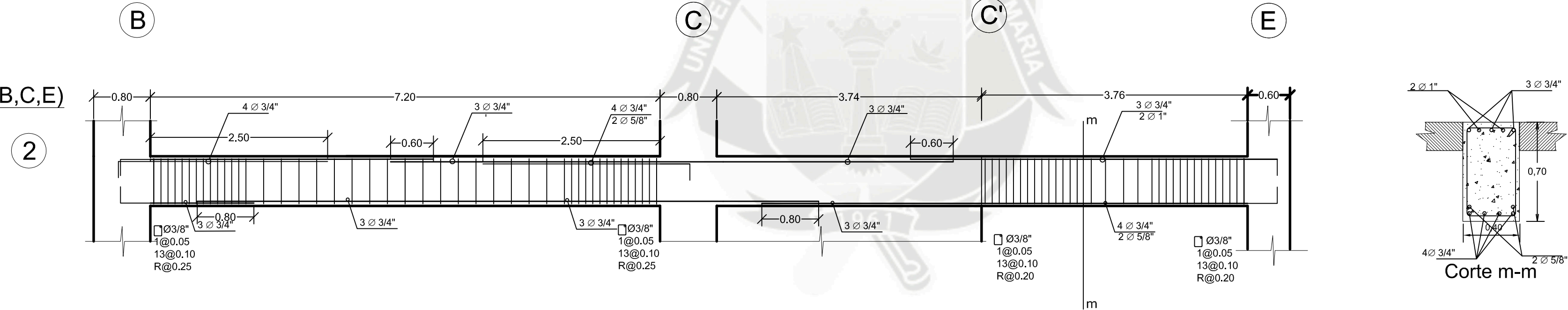


EJE B(2,3,4,5)

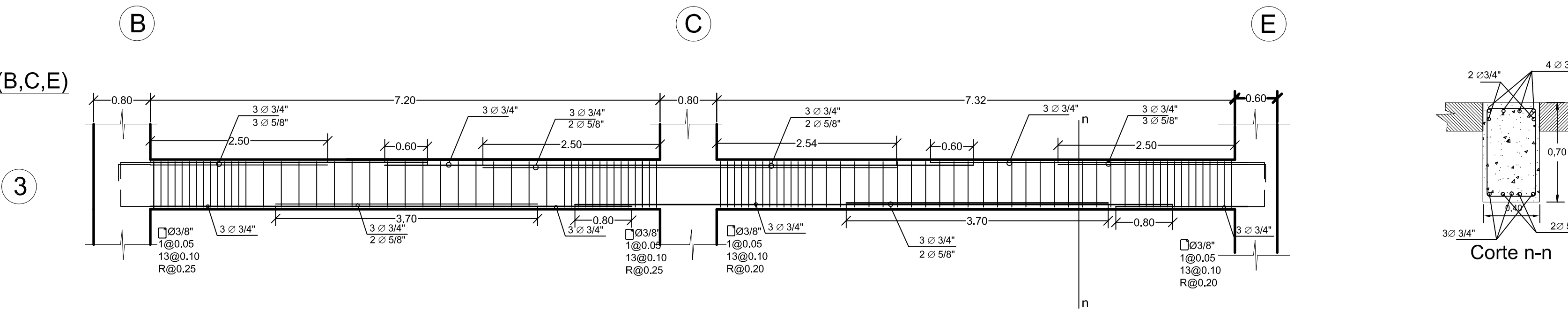


OCTAVO NIVEL
DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40

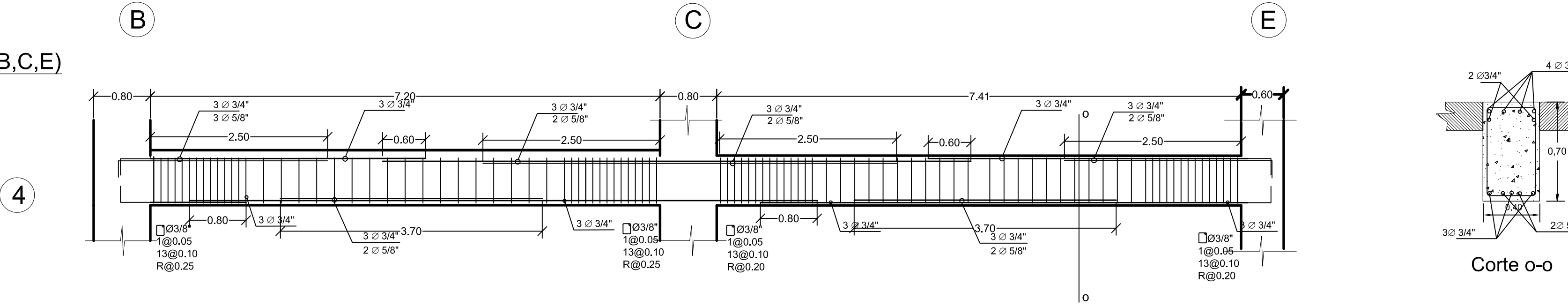
EJE 2(B,C,E)



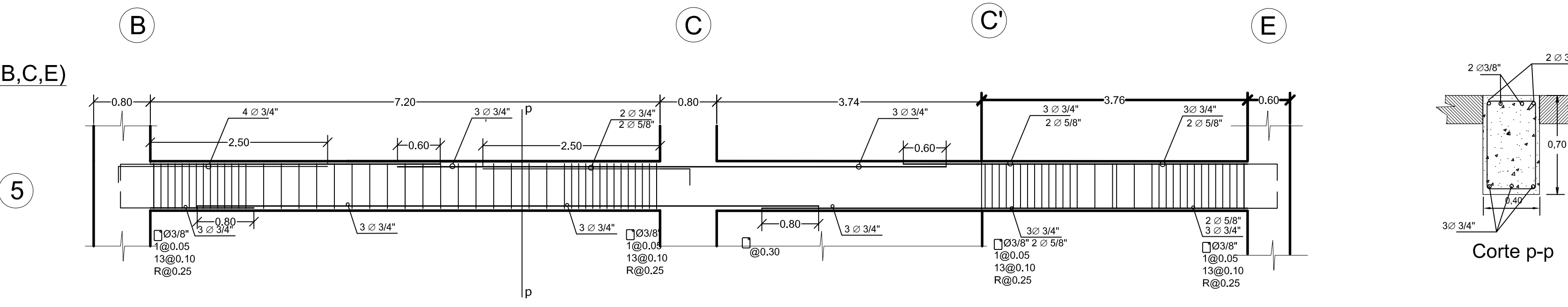
EJE 3(B,C,E)



EJE 4(B,C,E)



EJE 5(B,C,E)



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
VIGAS OCTAVO NIVEL
MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:

ES-14

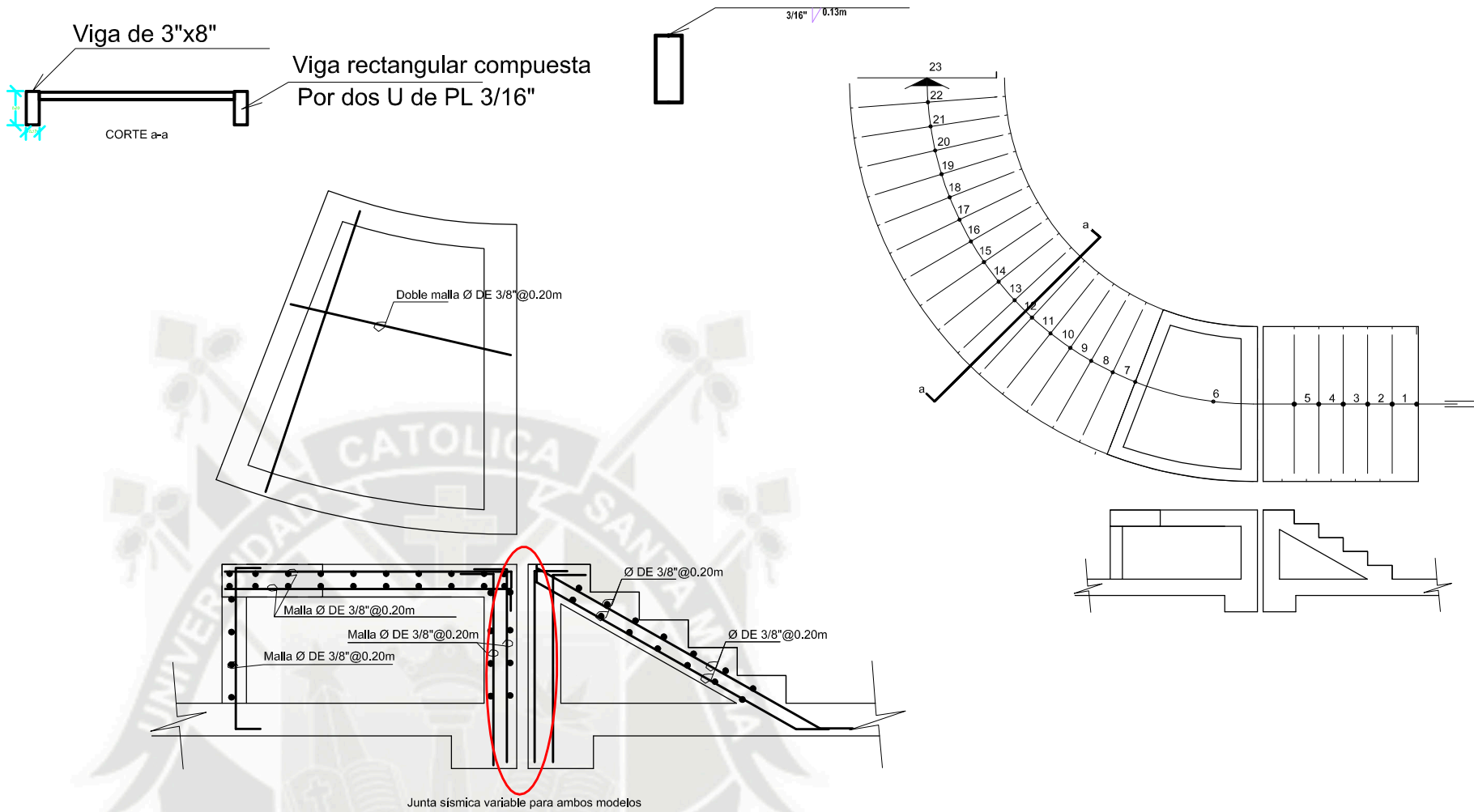
M.C.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

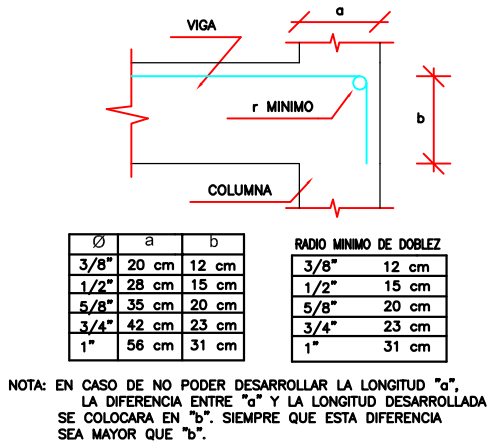
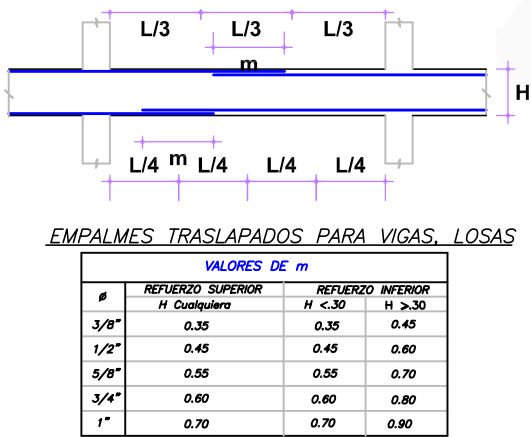
FECHA: FEBRERO 2014

ESCALA: 1:50

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
Solado	$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
FALSO PISO	$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
B. CONCRETO ARMADO	
MUROS DE CONTENCIÓN	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
VIGAS DE CIMENTACIÓN-PLATEAS	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
ESCALERAS	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
COLUMNAS Y PLACAS	$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$
VIGAS	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
LOSAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
C. ALBANILERIA	
- MORTERO	C : A = 1 : 5
- JUNTA	1,5 cm.
2.00.- DEL SUELO	
- CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm ²	Bloque A
- PROF. DE CIMENTACION (m)	1,5
- PROF. DE CIMENTACION (m)	4,59
4.00.- RECURRIMIENTOS	
ZAPATAS	= 7,5 cm.
COLUMNAS ESTRUCTURALES	= 3,00 cm.
VIGAS DE CIMENTACION	= 7,50 cm.
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	= 2,50 cm.
ALIGERADOS, LOSAS Y VIGAS CHATAS	= 2 cm.
5.00.- ACERO	
- ACERO CORRUGADO- Grado 60	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- EMPALMES DE FIERRO	
- VIGAS	As (-) : Terdo Central
- COLUMNAS	As (+) : a L/4
6.00.- NORMAS	
- R. N. C.	Normas E-020, E-400, E-400, E-060
ANALISIS SISMICO	
PARAMETROS SISMICOS	
U = 1,0	Edificio Ipo C
S = 1,2	Z = 0,4
Rxx = 7	Ryy = 7
DESPLAZAMIENTOS	
Zx	
DESP. MAX. ULTIMO NIVEL	= 2,7 cm.
DISTORSION MAX. PERMITIDA	= 0,007
Zy	
DESP. MAX. ULTIMO NIVEL	= 2,4 cm.
DISTORSION MAX. PERMITIDA	= 0,007



Detalle Escaleras a entre los ejes 4-5-B-C



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

BCH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BCH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

DETALLE ESCALERAS

MODELO CONVENCIONAL

LAMINA:

ES-15

M.C.

UBICACION:

PROVINCIA: AREQUIPA

DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA:

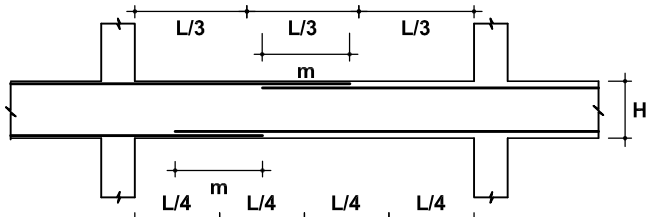
FEBRERO 2014

ESCALA:

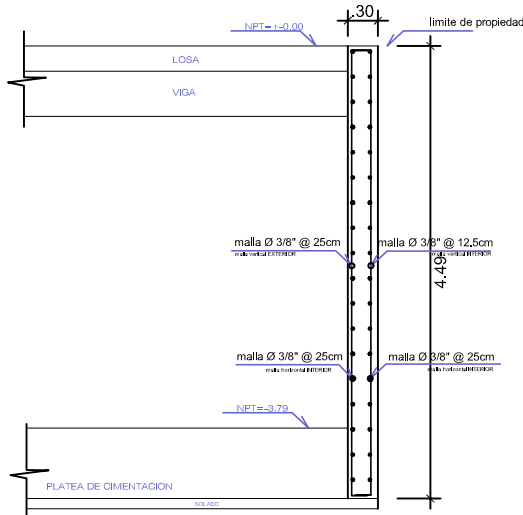
1:50

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
VIGAS:	
FLEDO FIBRO:	
B. CONCRETO ARMADO	
MUROS DE CONTENCIÓN:	
VIGAS DE ORIENTACION PLATEAS:	
COLUMNAS Y PLACAS:	
VIGAS:	
COLUMNAS:	
C. ALBAÑILERIA	
- MORTERO:	
- ARETA:	
2.00.- DEL SUELO	
- CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm²):	
- PROF. DE ORIENTACION (m):	
4.00.- REQUERIMIENTOS	
- ZAPATAS:	
- VIGAS DE ORIENTACION:	
- COLUMNAS DE CONTENIMIENTO:	
- MUREROS DE LOSAS Y VIGAS GATAS:	
5.00.- ACERO	
- ACERO CORROSADO: Grado 60, fy = 4200 kg/cm².	
- EMPALMES DE BARRA:	
- BARRAS:	
- COLUMNAS:	
6.00.- NORMAS	
- R. N. C.:	
- I.S.C.:	
ANÁLISIS SÍSMICO	
PARÁMETROS SÍSMICOS	
S=1.2	
S=1.2	
R=2.0	
DEFORMACIONES	
DEL	
DESP. MAX. LA TEND. NIVEL: 21 mm.	
DESP. MAX. LA TEND. NIVEL: 21 mm.	
DEFORMACIÓN MAX. PERMITIDA = 0.007	

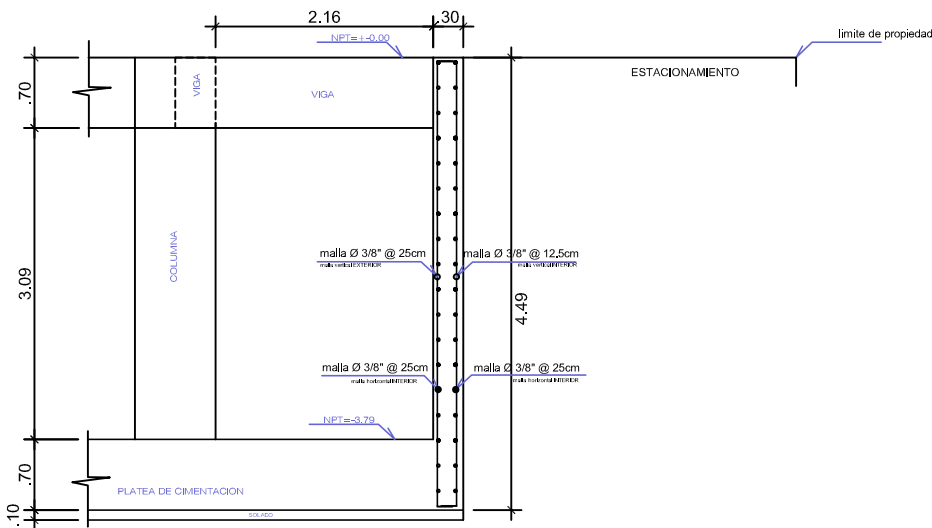
VALORES DE m			
Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	
	H Cursiviera	H < 30	H > 30
3/8"	0.35	0.35	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60
5/8"	0.55	0.55	0.70
3/4"	0.70	0.70	0.80



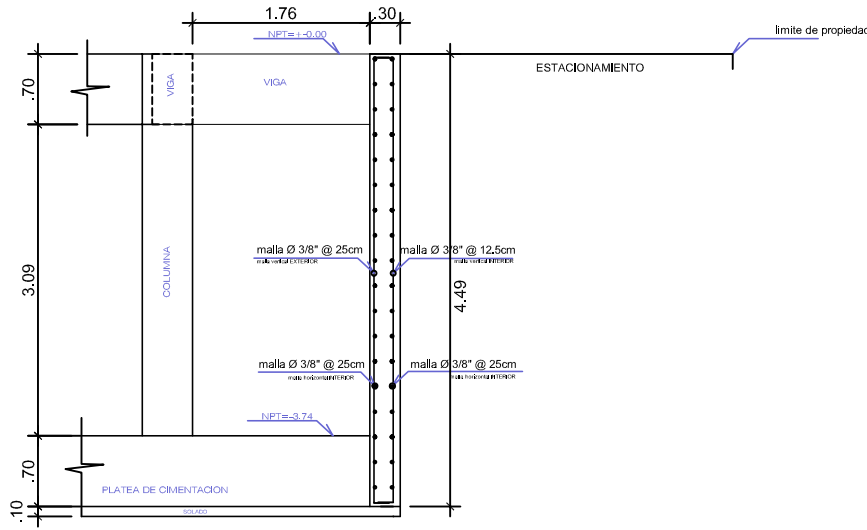
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS



MC
CORTE A-A



MC
CORTE C-C



MC
CORTE B-B



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

BCH, LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BCH, TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

DETALLE MUROS DE CONTENCIÓN

MODELO AISLADO

LAMINA:

ES-1

M.A.

UBICACION:

PROVINCIA AREQUIPA

DEPARTAMENTO AREQUIPA

FECHA:

FEBRERO 2014

ESCALA:

1:75

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00.- DE LOS MATERIALES

A. CONCRETO SIMPLE

Solado: f'c = 100 kg/cm2
Palo de fierro: f'c = 140 kg/cm2

B. CONCRETO ARMADO

Muros de contención: f'c = 200 kg/cm2
Vigas de orientación -platajas: f'c = 200 kg/cm2
Escaleras: f'c = 200 kg/cm2
Columnas y placas: f'c = 200 kg/cm2
Vigas: f'c = 200 kg/cm2
Losas: f'c = 210 kg/cm2

C. ALBAÑILERIA

Mortero: 1:2:6 f'c = 1.5
Adoba: 1:2 mts

2.00.- DEL SUELO

Capacidad portante: f'c = 100 kg/cm2
Prof. de cimentación: 1.00 m

3.00.- RECURSIVOS

Mano de obra: 1.00 mts
Materiales: 1.00 mts
Vigas de orientación: 1.00 mts
Columnas de contención: 1.00 mts
Albanellos losas y vigas chatas: 1.00 mts

4.00.- ACERO

Acero corrugado: f'c = 4200 kg/cm2
Cables de fierro: f'c = 100 kg/cm2
Alambres: f'c = 100 kg/cm2
Columnas: f'c = 100 kg/cm2

5.00.- NORMAS

Norma: f'c = 100 kg/cm2
Norma: f'c = 100 kg/cm2
Norma: f'c = 100 kg/cm2

VALORES DE m

#	REFUGIO SUPERIOR	REFUGIO INTERIOR
1	0.35	0.35
2	0.45	0.45
3	0.55	0.55
4	0.65	0.65
5	0.70	0.70

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS

NOTA: NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE # EN UNA MISMA SECCION
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESTIPULADOS EN (#) CONSULTAR AL PROYECTISTA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

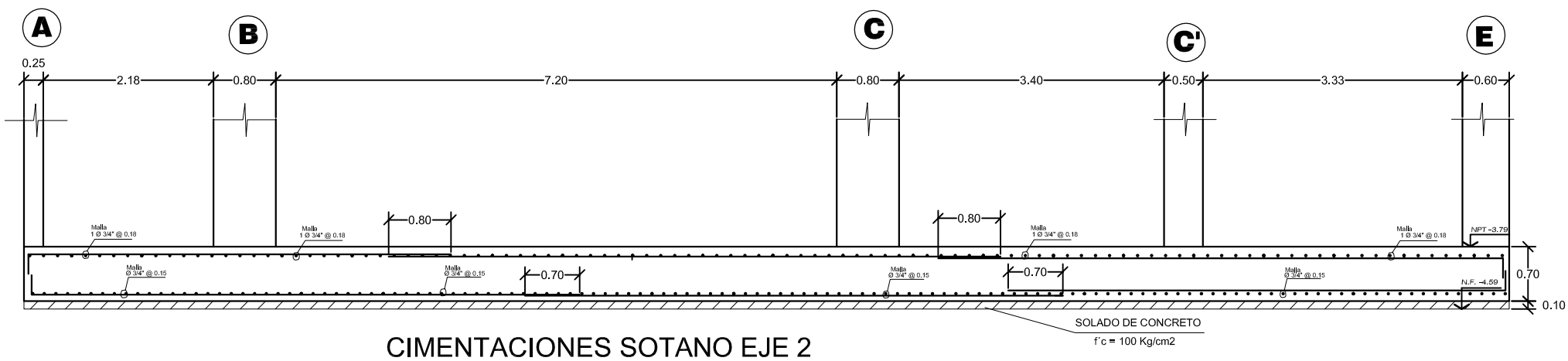
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

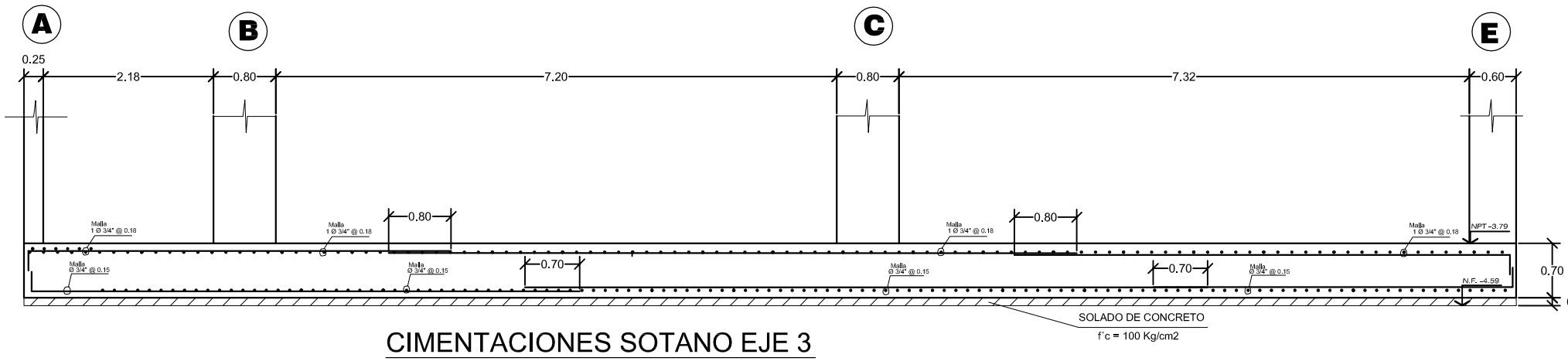
BCH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BCH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

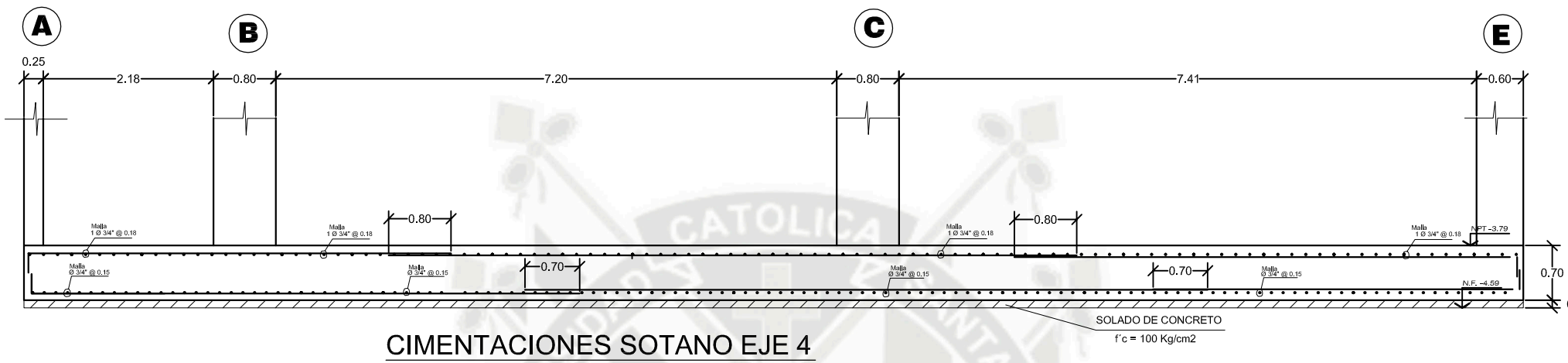
PLANO:	DETALLE PLANTA CIMENTACION MODELO AISLADO	UBICACION:	PROVINCIA AREQUIPA DEPARTAMENTO AREQUIPA
LAMINA:	ES-2	FECHA:	FEBRERO 2014
		ESCALA:	1:75



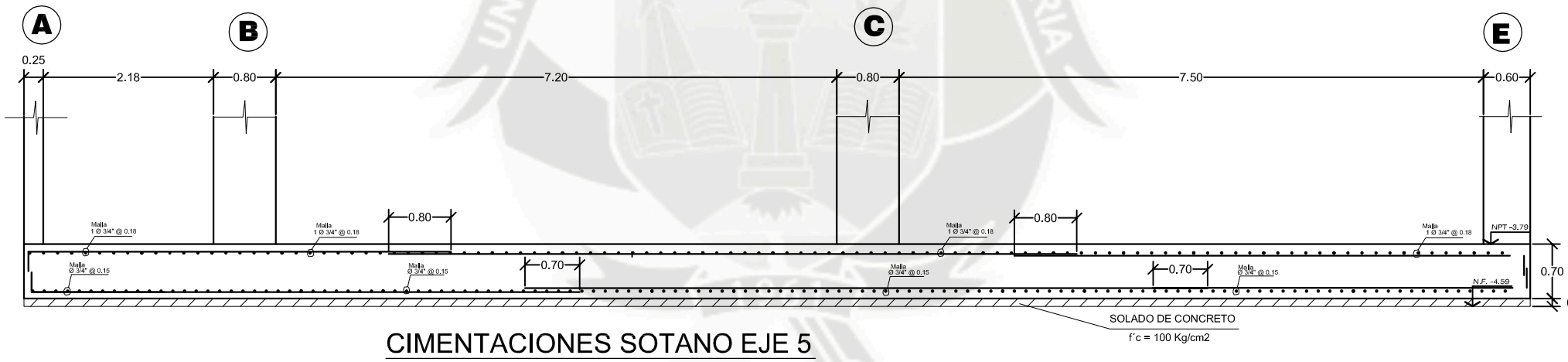
CIMENTACIONES SOTANO EJE 2



CIMENTACIONES SOTANO EJE 3



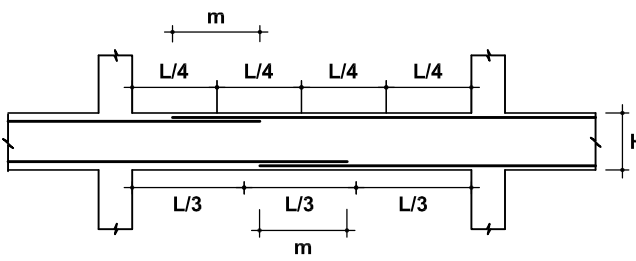
CIMENTACIONES SOTANO EJE 4



CIMENTACIONES SOTANO EJE 5

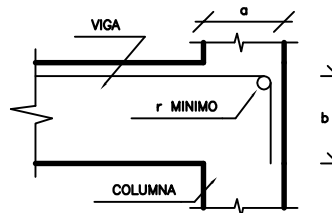
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
Solado	f'c = 100 Kg/cm2
FALSO PISO	f'c = 140 Kg/cm2
B. CONCRETO ARMADO	
MUROS DE CONTENCIÓN	f'c = 280 Kg/cm2
VIGAS DE CIMENTACIÓN-PLATEAS	f'c = 280 Kg/cm2
ESCALERAS	f'c = 280 Kg/cm2
COLUMNAS Y PLACAS	f'c = 350 Kg/cm2
VIGAS	f'c = 280 Kg/cm2
LOSAS	f'c = 210 Kg/cm2
C. ALBAÑILERIA	
- MORTERO	C:A = 1:5
- JUNTA	1.5 cm
2.00.- DEL SUELO	
- CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm2	Bloque A
- PROF. DE CIMENTACION (m)	1.5
4.00.- RECURRIMIENTOS	
ZAPATAS	= 7.5 cm
COLUMNAS ESTRUCTURALES	= 3.00 cm
VIGAS DE CIMENTACION	= 7.50 cm
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	= 2.50 cm
ALBERADOS, LOSAS Y VIGAS CHATAS	= 2 cm
5.00.- ACERO	
- ACERO CORRUGADO- Grado 60	f _y = 4200 Kg/cm2
- EMPALMES DE FIERRO	
- VIGAS	As (1) : Tercio Central
- COLUMNAS	As (1) : a L/4
- COLUMNAS	A: 2L/3 (Tramo Central)
6.00.- NORMAS	
- E. R. C. (Normas E-020, E-030, E-050, E-060)	
- U.S.C. 1997	
ANALISIS SISMICO	
PARAMETROS SISMICOS	
U = 1.0	Edificio tpo C
S = 1.2	Z = 0.4
Rox = 2 ; Rly = 2	
DESPLAZAMIENTOS	
X2	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm
Y2	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 21 cm
Y2	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 21 cm
Y2	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 21 cm

VALORES DE m			
Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	
	H Cualquiera	H < 30	H > 30
3/8"	0.35	0.35	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60
5/8"	0.55	0.55	0.70
3/4"	0.70	0.70	0.80



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS

NOTA : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE Ø EN UNA MISMA SECCION.
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS EN (a) CONSULTAR AL PROYECTISTA.



Ø	a	b
3/8"	20 cm	12 cm
1/2"	28 cm	15 cm
5/8"	35 cm	20 cm
3/4"	42 cm	23 cm
1"	56 cm	31 cm

RADIO MINIMO DE DOBLEZ	
3/8"	12 cm
1/2"	15 cm
5/8"	20 cm
3/4"	23 cm
1"	31 cm

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "a", LA DIFERENCIA ENTRE "a" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

DETALLE PLATEA DE CIMENTACION

MODELO AISLADO

LAMINA:

ES-3

M.A.

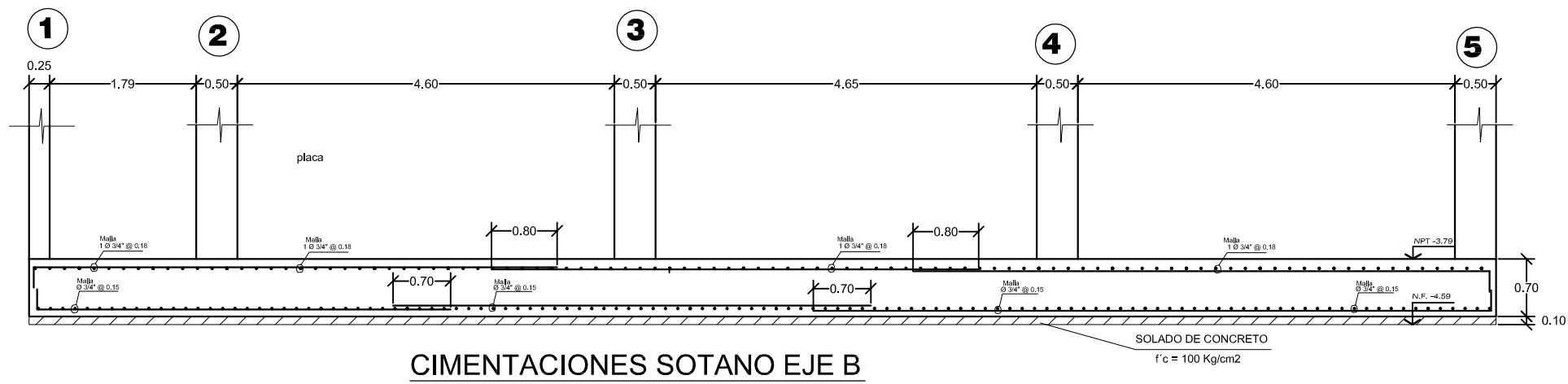
UBICACION:

PROVINCIA: AREQUIPA

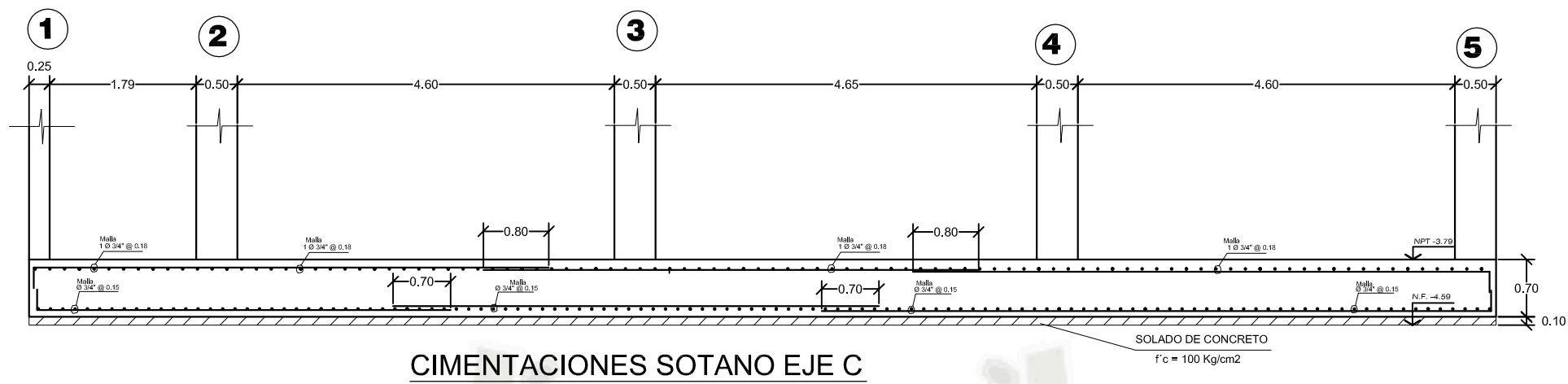
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

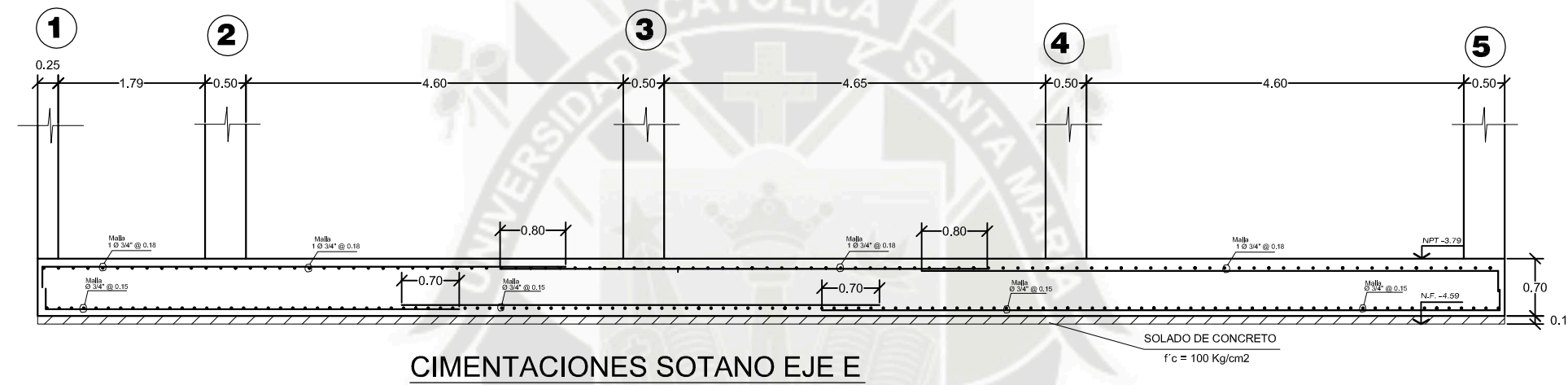
ESCALA: 1:75



CIMENTACIONES SOTANO EJE B



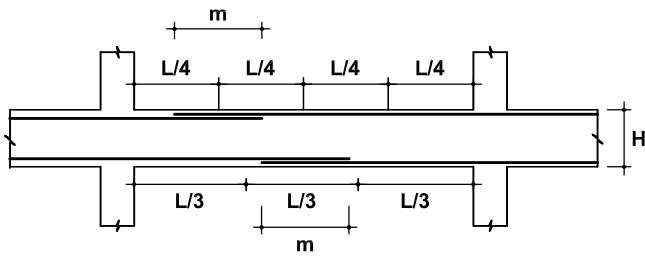
CIMENTACIONES SOTANO EJE C



CIMENTACIONES SOTANO EJE E

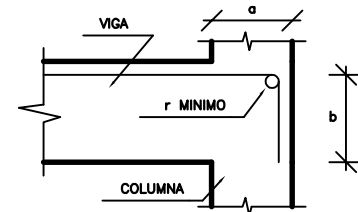
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
Solado	f'c = 100 Kg/cm²
FALSO PISO	f'c = 140 Kg/cm²
B. CONCRETO ARMADO	
MUROS DE CONTENCIÓN	f'c = 280 Kg/cm²
VIGAS DE CIMENTACIÓN-PLATEAS	f'c = 280 Kg/cm²
ESCALERAS	f'c = 280 Kg/cm²
COLUMNAS Y PLACAS	f'c = 350 Kg/cm²
VIGAS	f'c = 280 Kg/cm²
LOSAS	f'c = 210 Kg/cm²
C. ALBAÑILERIA	
- MORTERO	C : A = 1 : 5
- JUNTA	1.5 cm.
2.00.- DEL SUELO	
- CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm²	Bloque A
- PROF. DE CIMENTACIÓN (m)	1.5
- PROF. DE CIMENTACIÓN (m)	4.50
4.00.- RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS	= 7.5 cm.
COLUMNAS ESTRUCTURALES	= 5.00 cm.
VIGAS DE CIMENTACIÓN	= 7.50 cm.
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	= 2.50 cm.
ALIGERADOS, LOSAS Y VIGAS CHATAS	= 2 cm.
5.00.- ACERO	
- ACERO CORRUGADO- Grado 60	f'y = 4200 Kg/cm²
- EMPALMES DE FIERRO	
- VIGAS	As (-) : Tercio Central
- COLUMNAS	As (+) : a L/4
	- COLUMNAS : A. 2L/3 (Tercio Central)
6.00.- NORMAS	
- R. N. C. (Normas E-020, E-030, E-050, E-060)	
- U.B.C. 1997	
ANÁLISIS SÍSMICO	
PARAMETROS SÍSMICOS	
U = 1.0	Edificio tipo C
S = 1.2	Z = 0.4
Rox = 2	Ryy = 2
DESPLAZAMIENTOS	
X-X	DESP. MAX. ÚLTIMO NIVEL: 24 cm.
	DEFORMACIÓN MAX. PERMITIDA = 0.007
Y-Y	DESP. MAX. ÚLTIMO NIVEL: 21 cm.
	DEFORMACIÓN MAX. PERMITIDA = 0.007

VALORES DE m			
Ø	REFUERZO SUPERIOR		REFUERZO INFERIOR
	H Cualquiera	H < .30	H > .30
3/8"	0.35	0.35	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60
5/8"	0.55	0.55	0.70
3/4"	0.70	0.70	0.80



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS

NOTA : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE # EN UNA MISMA SECCION.
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS EN (a) CONSULTAR AL PROYECTISTA.



Ø	a	b	RADIO MINIMO DE DOBLEZ
3/8"	20 cm	12 cm	3/8"
1/2"	28 cm	15 cm	1/2"
5/8"	35 cm	20 cm	5/8"
3/4"	42 cm	23 cm	3/4"
1"	56 cm	31 cm	1"

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "a", LA DIFERENCIA ENTRE "a" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b". SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

DETALLE PLATEA DE CIMENTACION

MODELO AISLADO

LAMINA:

ES-4

M.A.

UBICACION:

PROVINCIA: AREQUIPA

DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA:

FEBRERO 2014

ESCALA:

1:75

ACERO GRADO 60 : $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO : $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

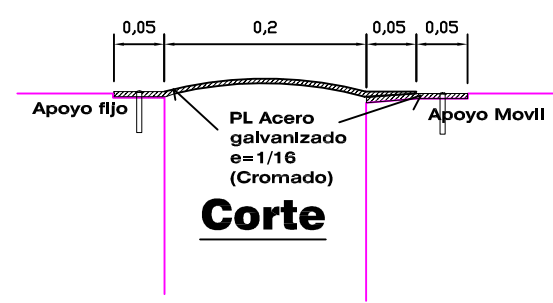
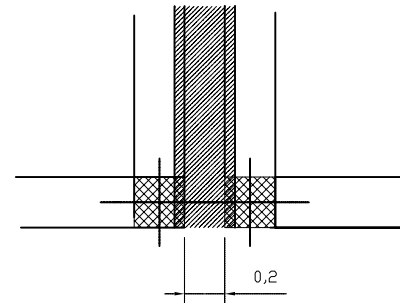
RECUBRIMIENTOS LIBRES :

- Placas Estructurales = 2.00 cm
- Columnas Estructurales = 4.00 cm
- Columnas confinamiento = 2.00 cm

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJES Y TRASLAPES DEL REFUERZO :			
	Ø	La (cm)	Le (cm)
	1/4"	15	20
	3/8"	30	30
	1/2"	35	40
	5/8"	40	50
	3/4"	50	70
	1"	90	120

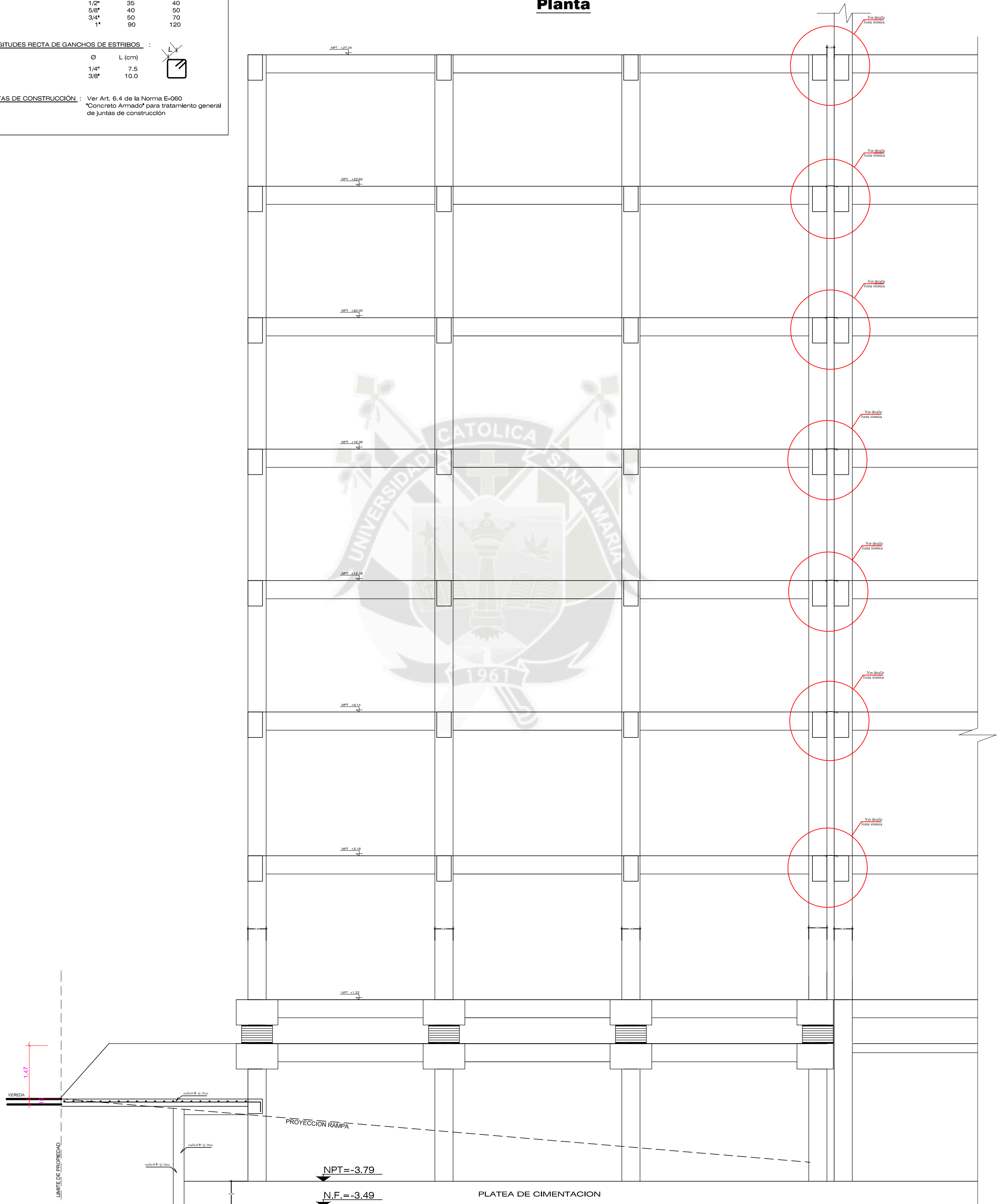
LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS :	
Ø	L (cm)
1/4"	7.5
3/8"	10.0

JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN : Ver Art. 6.4 de la Norma E-060
"Concreto Armado" para tratamiento general
de juntas de construcción



Detalle de juntas sismica

Planta



FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PRESENTADO POR:

BCH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BCH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

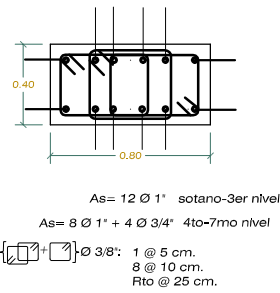
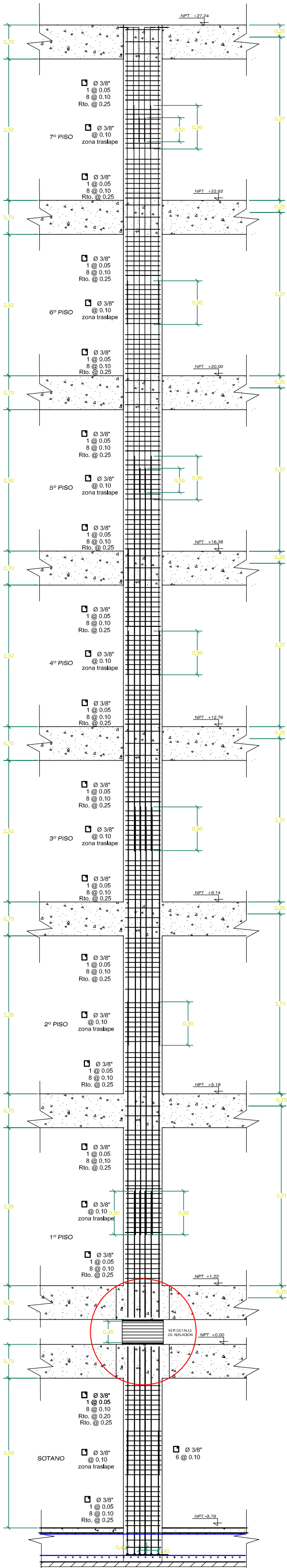
LAMINA:

ES-5

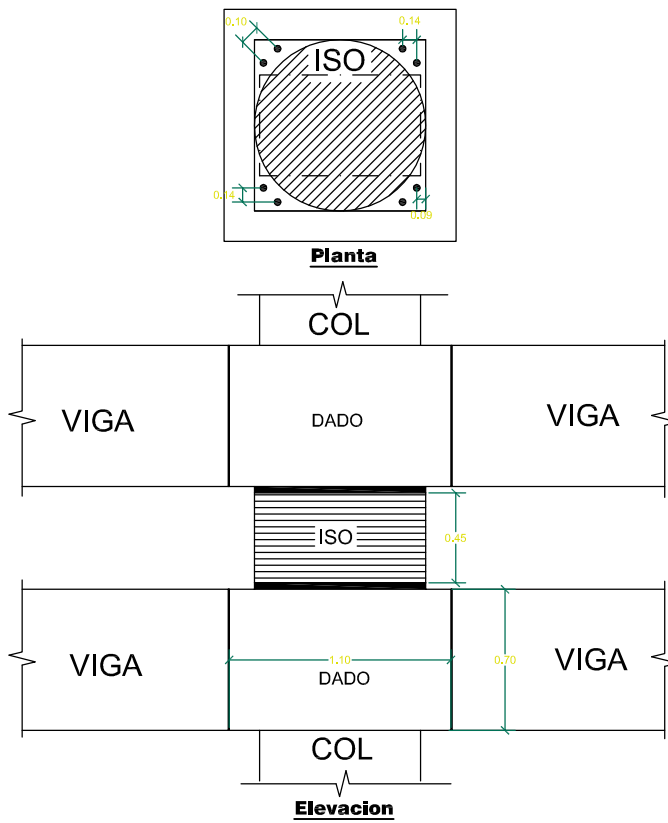
UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO:

FECHA: FEBRERO 2014

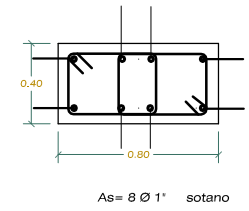
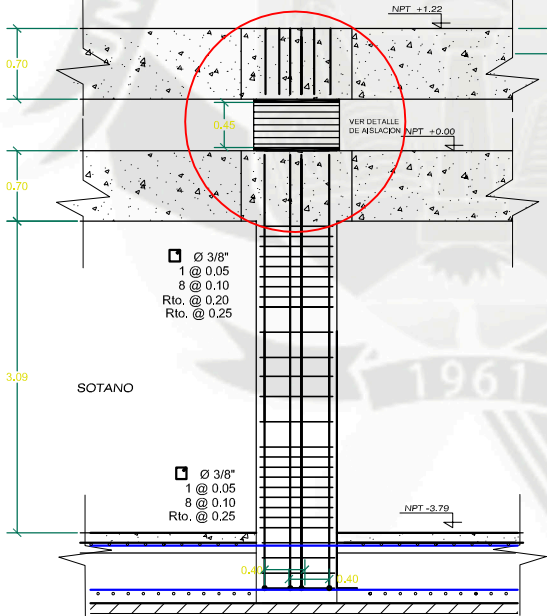
ESCALA: 1:75



C1



Detalle de aislacion



C4

CUADRO DE COLUMNAS					ESCALA: 1/50
TIPO DE COLUMNAS	C1	C-2	C3	C4	
NÚMERO DE NIVELES					
SEMISOTANO					
PRIMER NIVEL					
SEGUNDO NIVEL					
TERCER NIVEL					
CUARTO NIVEL					
QUINTO NIVEL					
SEXTO NIVEL					
SETIMO NIVEL					



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

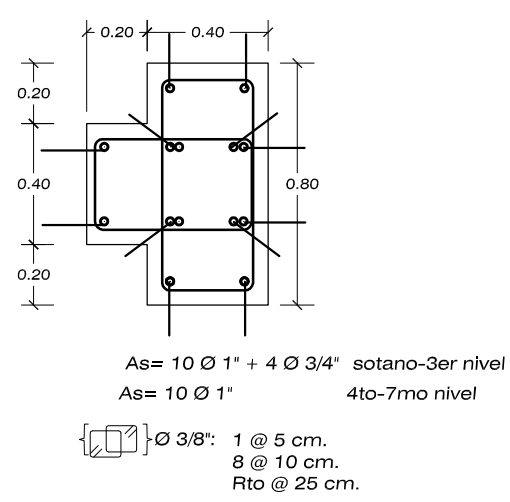
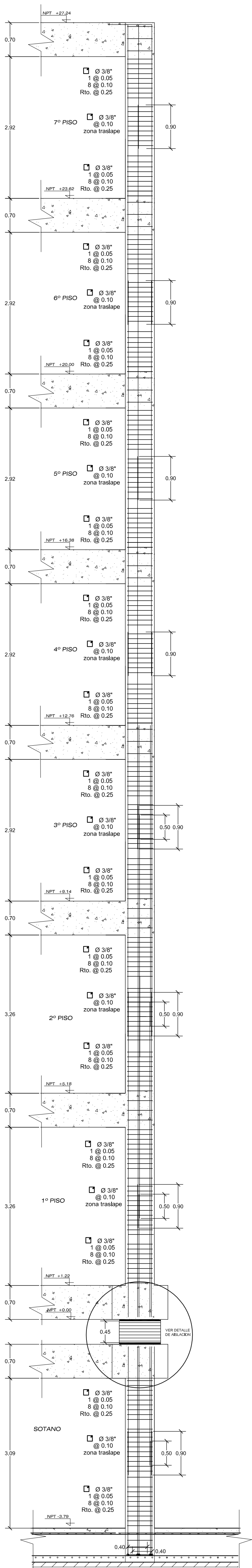
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
DETALLE COLUMNAS
MODELO AISLADO

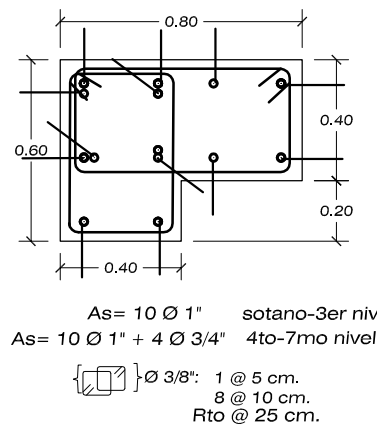
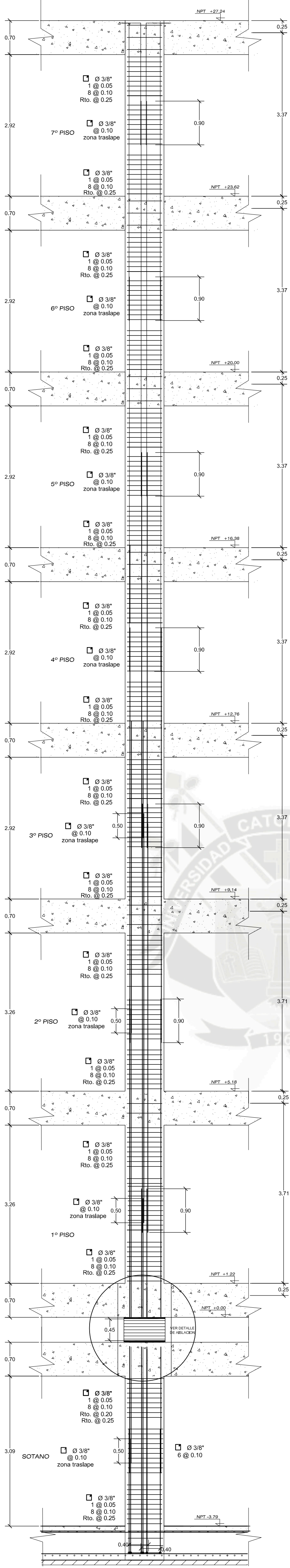
LAMINA:
ES-6_{NA}

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO:

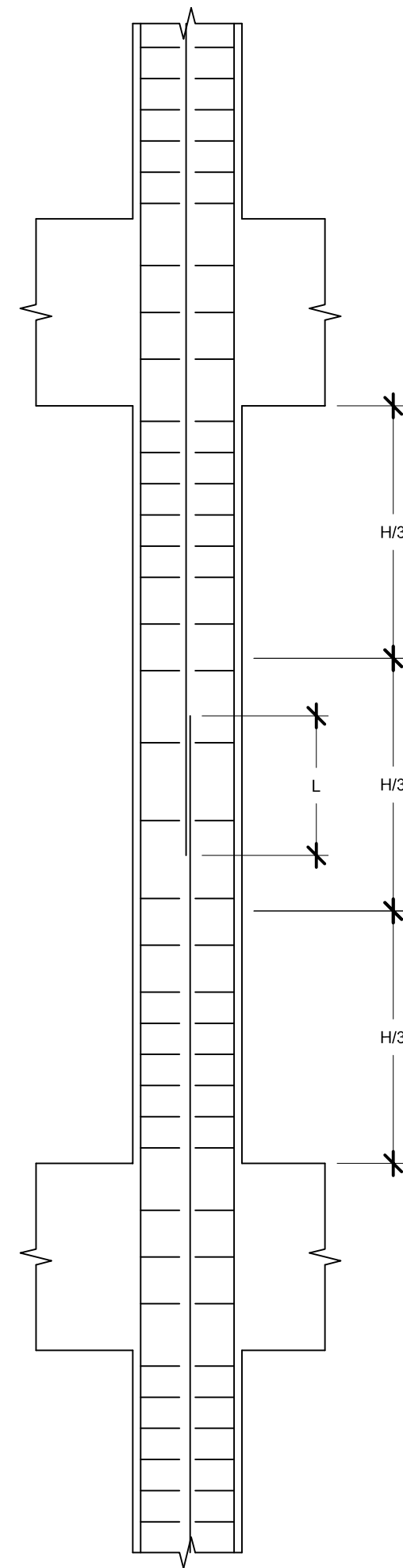
FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75



C2



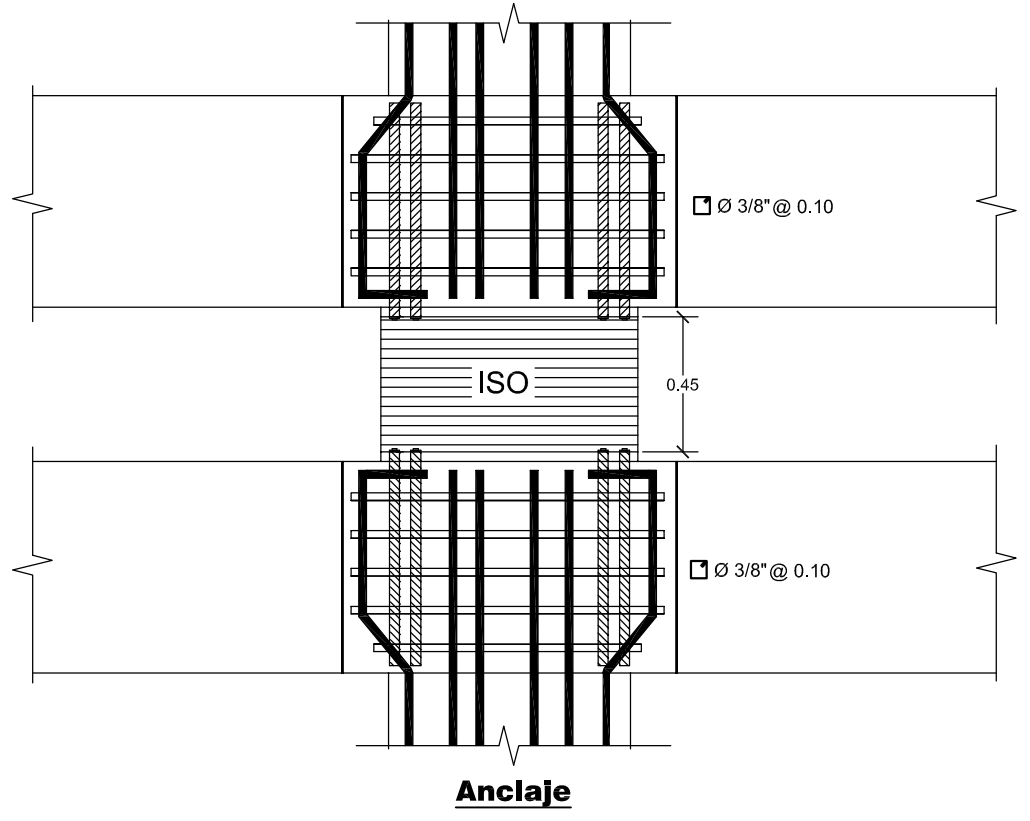
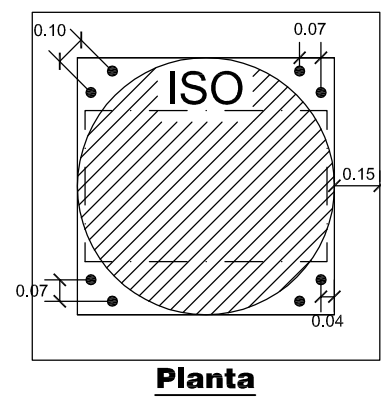
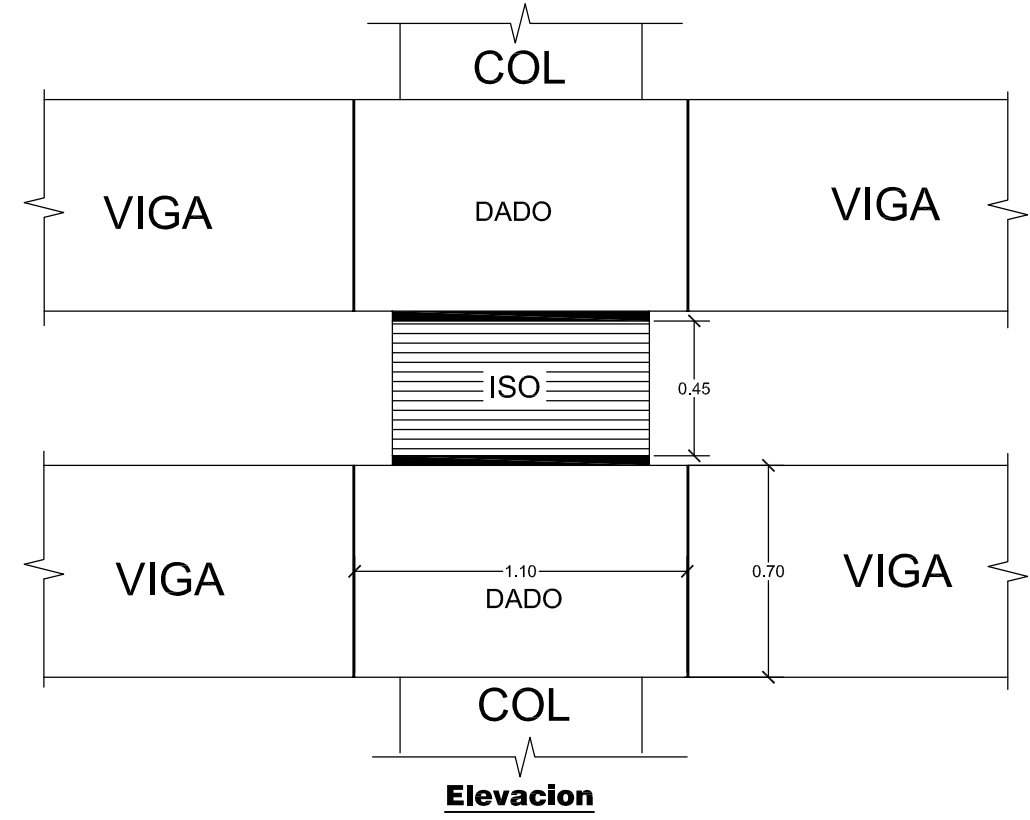
C3



- NOTAS :**
- 1 Realizar los empalmes en el tercio central de la altura de la columna
 - 2 No empalmar más de 50% del área total en una sección
 - 3 En caso de exceder del porcentaje especificado aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - 4 En caso de empalmar más del 30% de área total de una misma sección colocar estribos cerrados a un espaciamiento máximo de 10cm

Ø	L
3/8"	.30
1/2"	.35
5/8"	.40
3/4"	.50
1"	.90

Detalle de aislacion



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

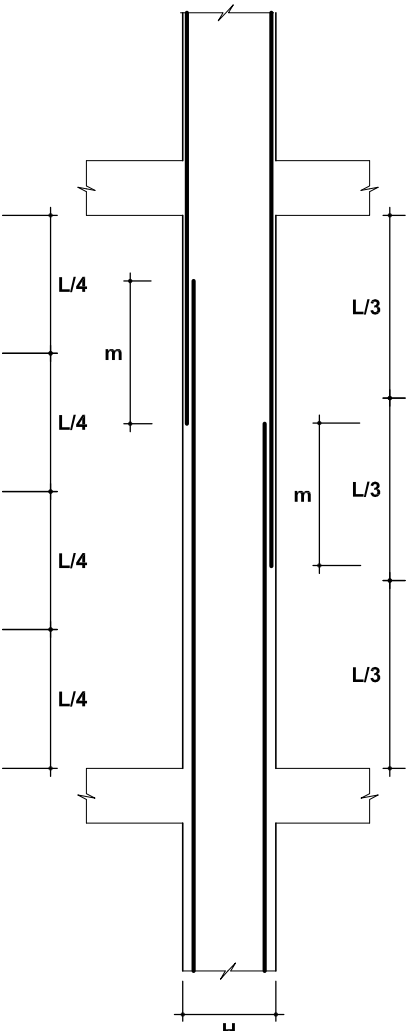
PLANO:
DETALLE COLUMNAS
MODELO AISLADO

LAMINA:
ES-7
N.A.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO:

FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:75

VALORES DE m			
ϕ	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	
	H < 30	H < 30	H > 30
3/8"	0.35	0.35	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60
5/8"	0.55	0.55	0.70
3/4"	0.60	0.60	0.80
1"	0.70	0.70	0.90



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS

NOTA : NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE ϕ EN UNA MISMA SECCION
EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS EN (a) CONSULTAR AL PROYECTISTA.

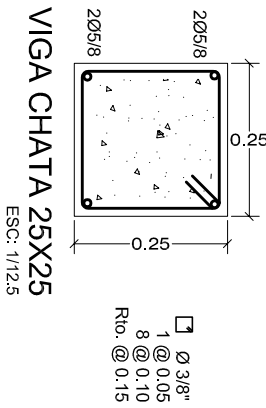
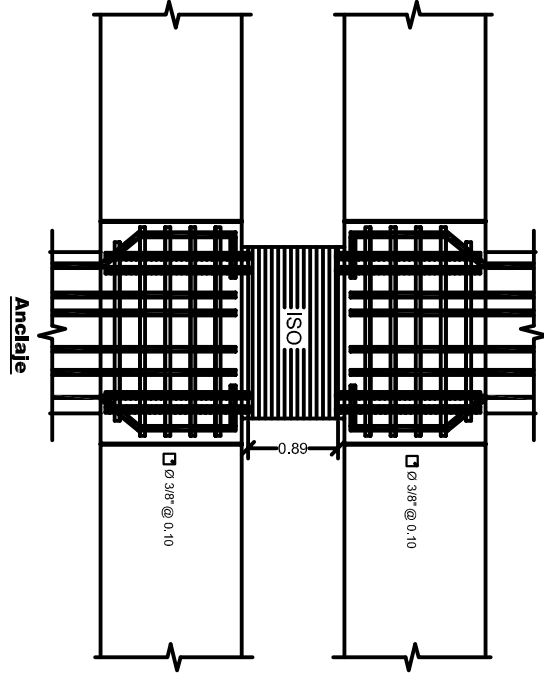
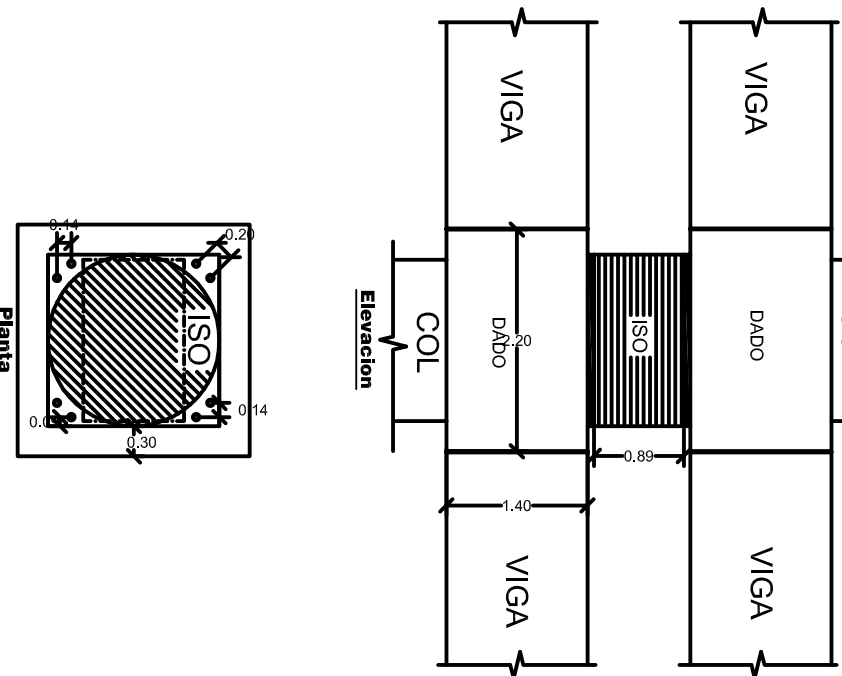
ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00.- DE LOS MATERIALES	
A. CONCRETO SIMPLE	
- FALSO PISO	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
B. CONCRETO ARMADO	
- VIGAS DE CONTENCIÓN	$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS DE CONTENCIÓN - PLATAS	$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- COLUMNAS Y PLACAS	$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS	$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
C. ALAMBRELLA	
- MORTERO	$C/A = 1:5$
- ANITA	$C/A = 1:5$
2.00.- DEL SUELO	
- ANITA	$C/A = 1:5$
- CONTRASLOPE PORTANTE (kg/cm ²)	1.5
- COEFICIENTE DE COMPRESION (m)	4.50
4.00.- RECTIFICANTES	
- ZAPATAS	$\phi = 7.5 \text{ cm.}$
- COLUMNAS CORRIENTES	$\phi = 7.5 \text{ cm.}$
- VIGAS DE CONTENCIÓN	$\phi = 7.5 \text{ cm.}$
- COLUMNAS DE CONTENCIÓN	$\phi = 7.5 \text{ cm.}$
- ALBERGUES, LOSAS Y VIGAS CHAVAS	$\phi = 2 \text{ cm.}$
5.00.- ALICATO	
- MORTERO DE ALICATO	$C/A = 1:5$
- ALICATO	$C/A = 1:5$
- VIGAS	$C/A = 1:5$
- COLUMNAS	$C/A = 1:5$
6.00.- NORMAS	
- A. E. C. Norma E-020, E-030, E-050, E-080	
- A. E. C. Norma E-020, E-030, E-050, E-080	

ANALISIS SISMICO

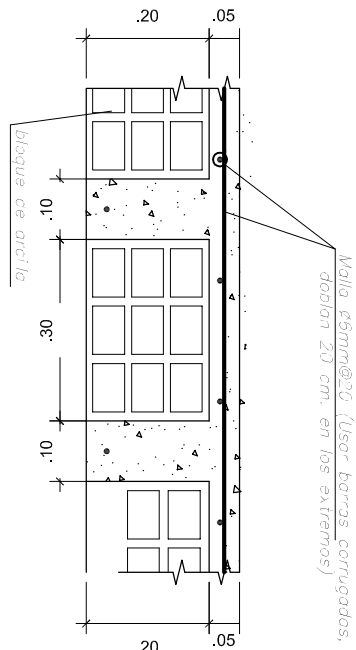
PARAMETROS SISMICOS	
U = 1.0	Esfuerzo C
S = 1.2	Z = 0.4
R = 2.0	R _{xy} = 2.0
DEPLAZAMIENTOS	
Δ ₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₂₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₃₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₄₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₅₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₆₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₇₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₈₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₁	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₂	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₃	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₄	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₅	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₆	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₇	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₈	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₉₉	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.
Δ ₁₀₀	DESP. MAX. ULTIMO NIVEL: 24 cm.

Detalle de aislacion



VIGA CHATA 25X25

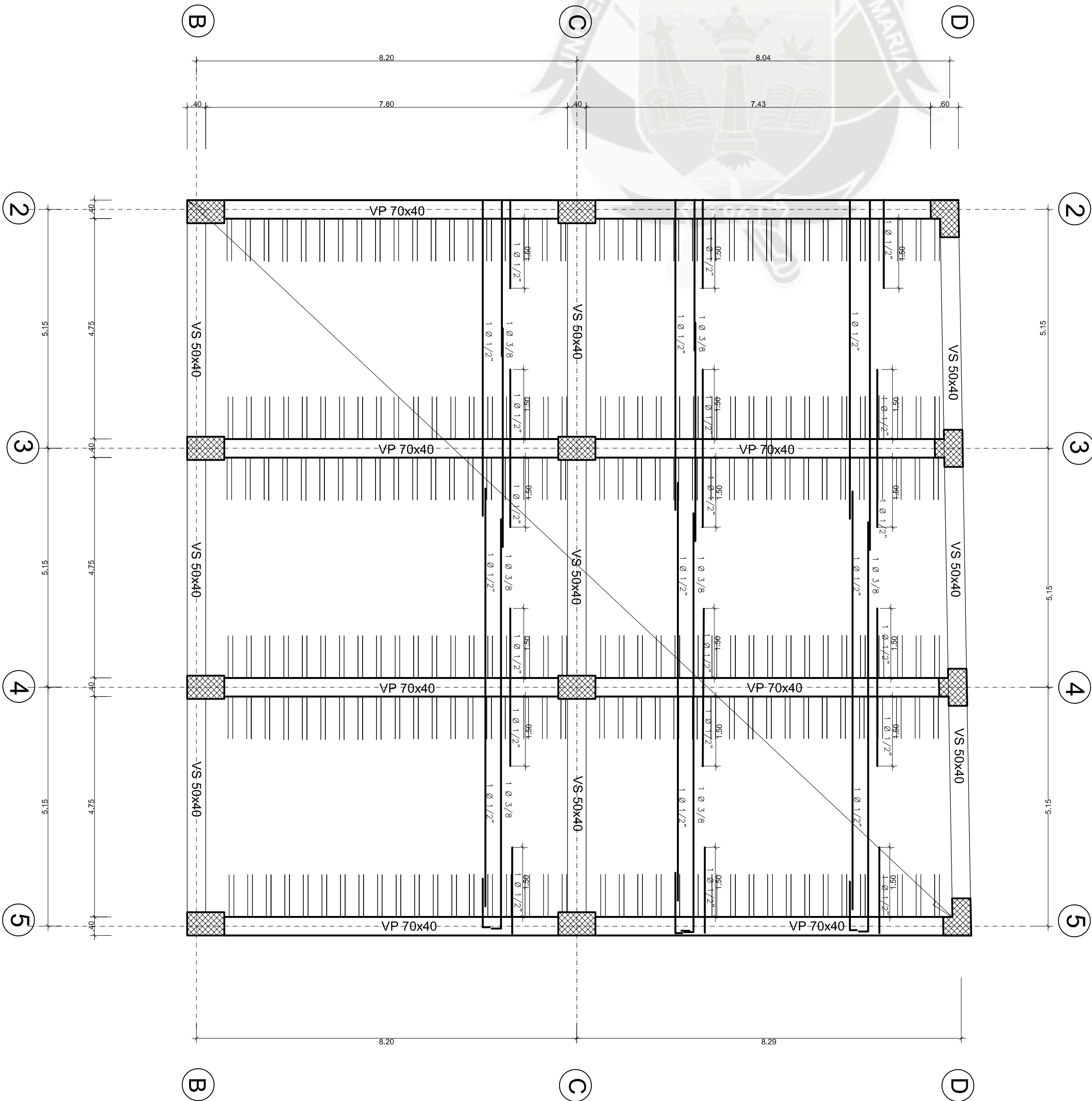
ESC: 1/12.5



CORTE TIPICO DE ALIGERADO

(h = 25 cm.)

ESC: 1/12.5



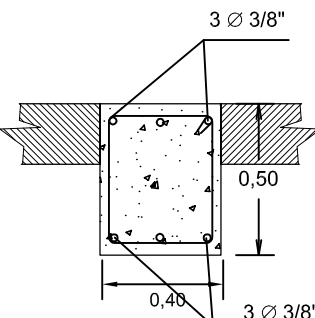
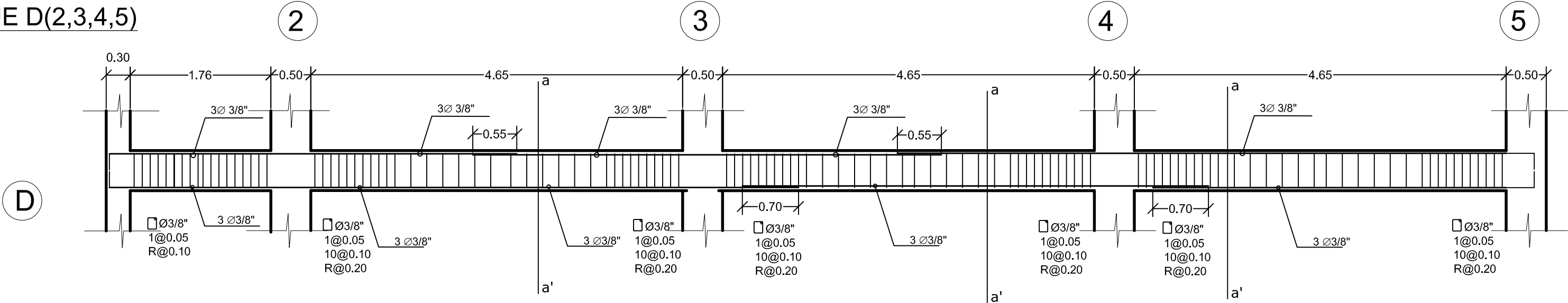
LOSA DEL OCTAVO PISO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	PROYECTO DE TESIS: "COMPARACION EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SISMICOS".	PLANO: LOSA OCTAVO PISO MODELO AISLADO	UBICACION: PROVINCIA ARECUPA DEPARTAMENTO:
	FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL	LAMINA: ES-10 _{MA}	FECHA: FEBRERO 2014 ESCALA: 1:75

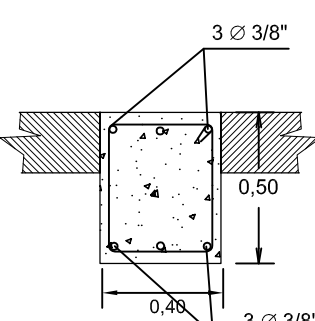
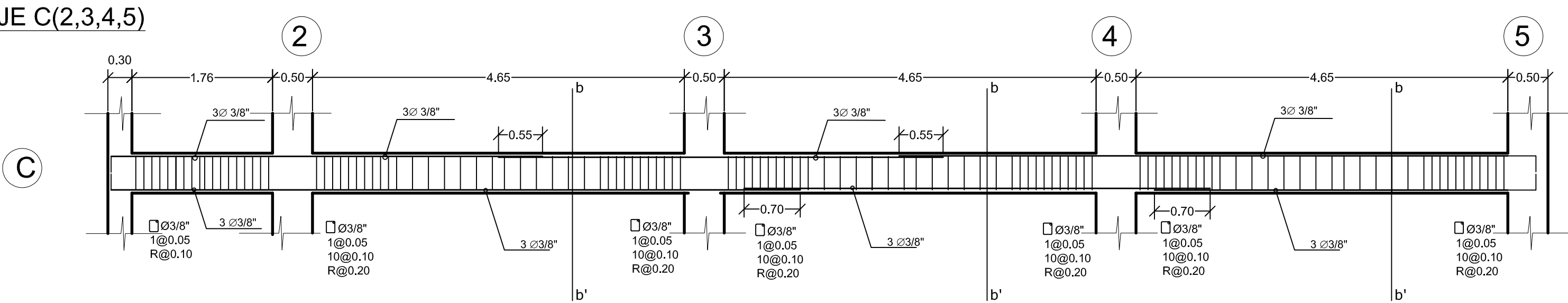
PRIMER NIVEL 0+-00

DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40

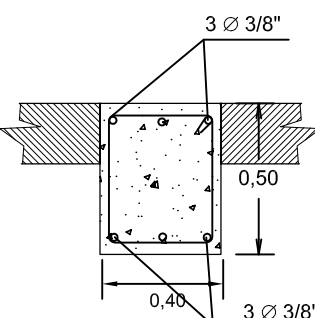
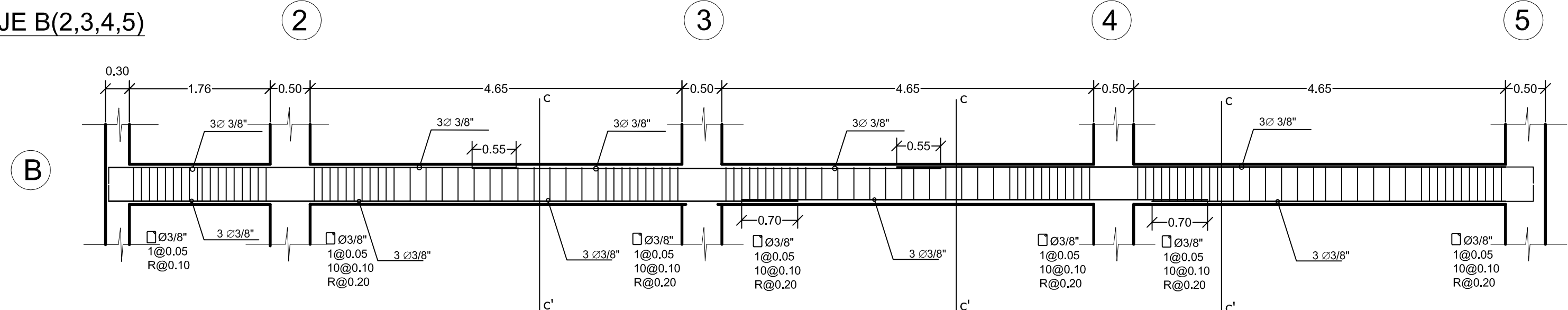
EJE D(2,3,4,5)



EJE C(2,3,4,5)



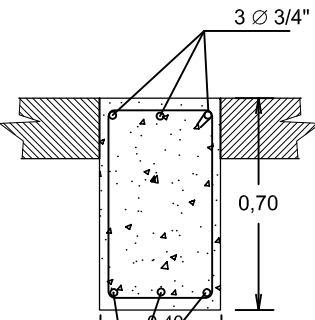
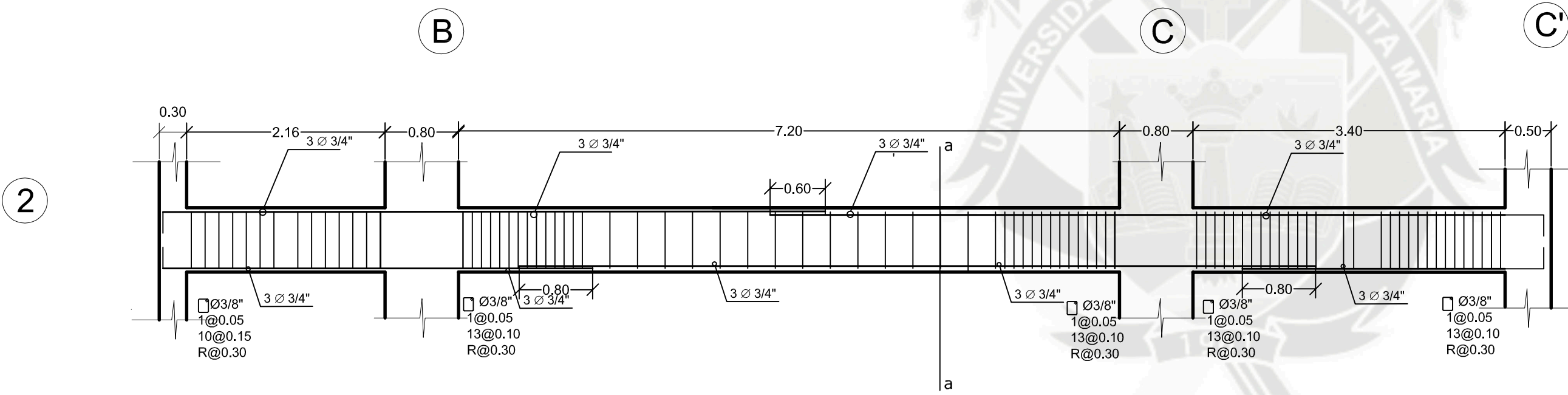
EJE B(2,3,4,5)



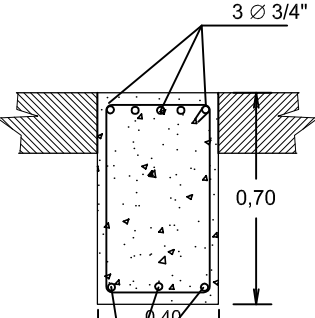
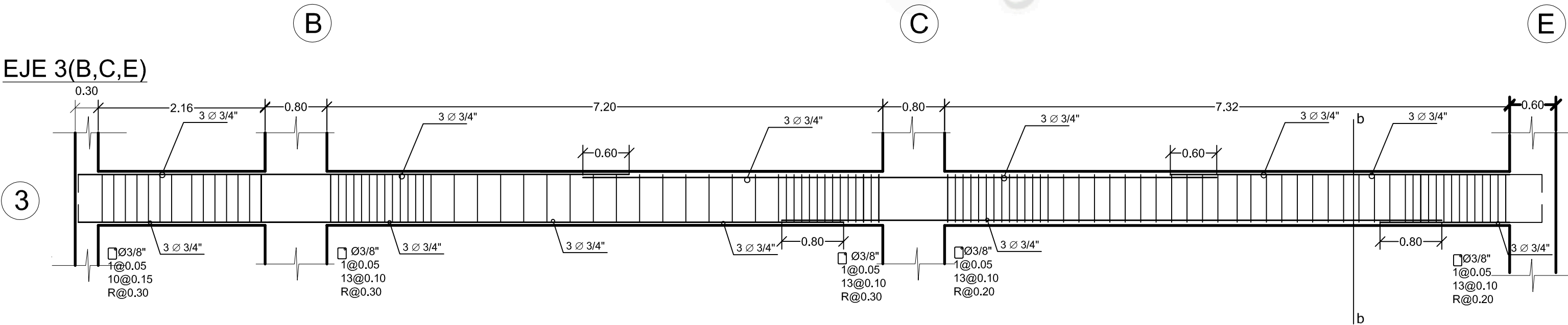
PRIMER NIVEL

DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40

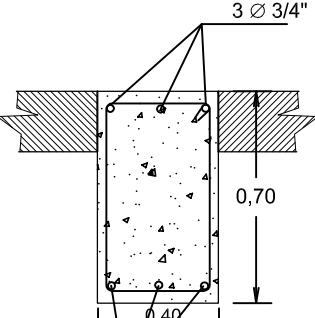
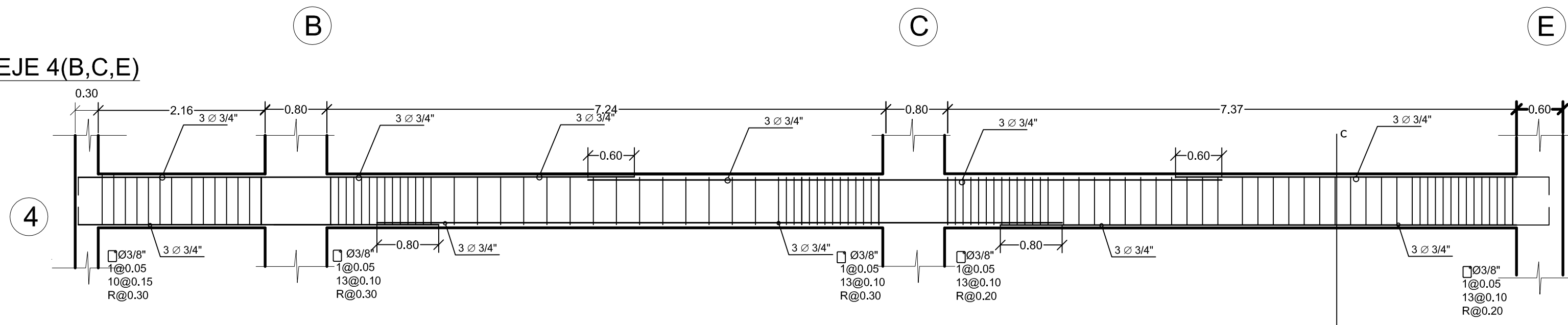
EJE 2(B,C,E)



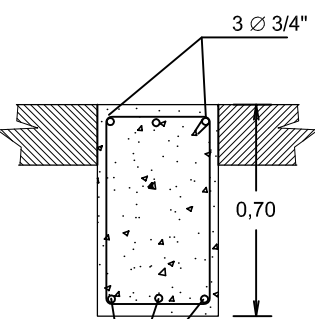
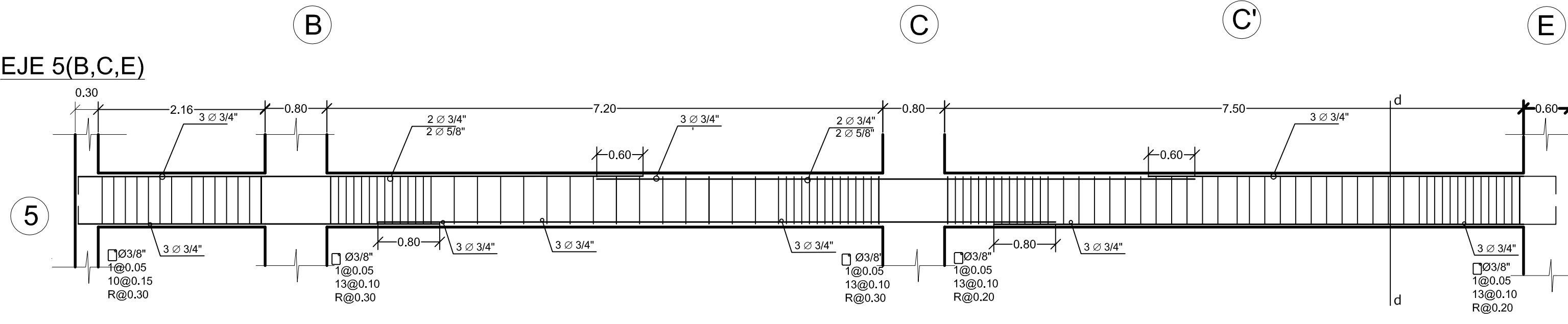
EJE 3(B,C,E)



EJE 4(B,C,E)



EJE 5(B,C,E)



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
VIGAS PRIMER NIVEL
MODELO AISLADO

LAMINA:

ES-11

M.A.

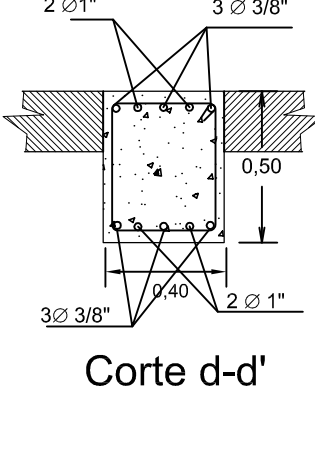
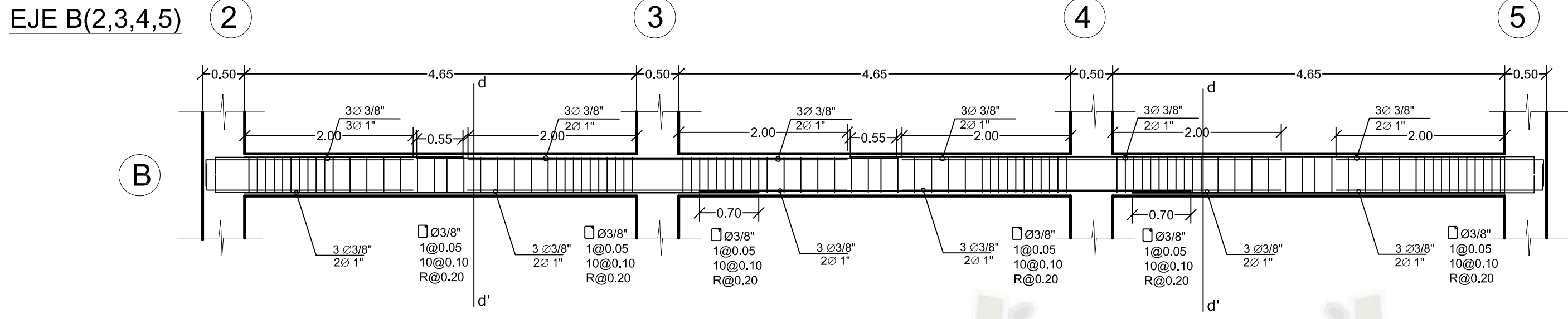
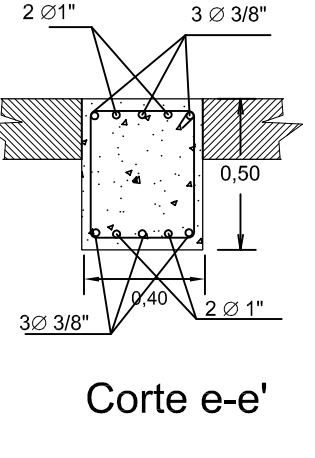
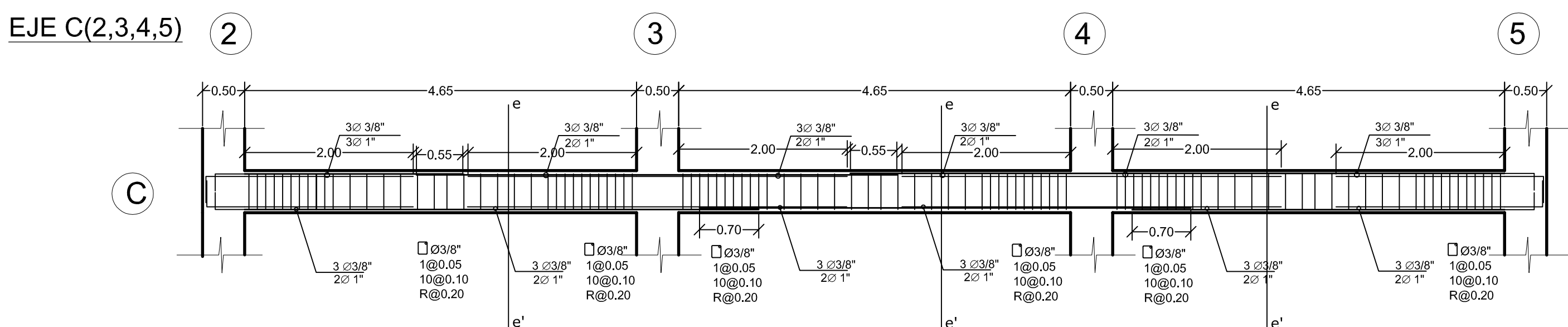
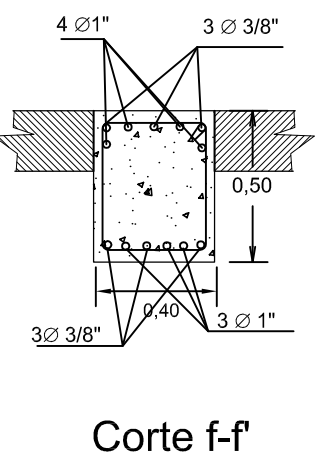
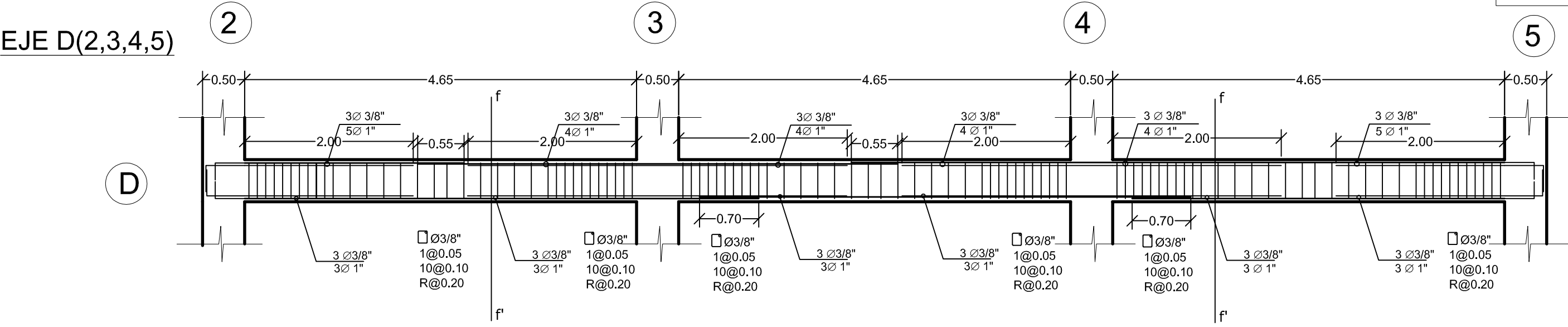
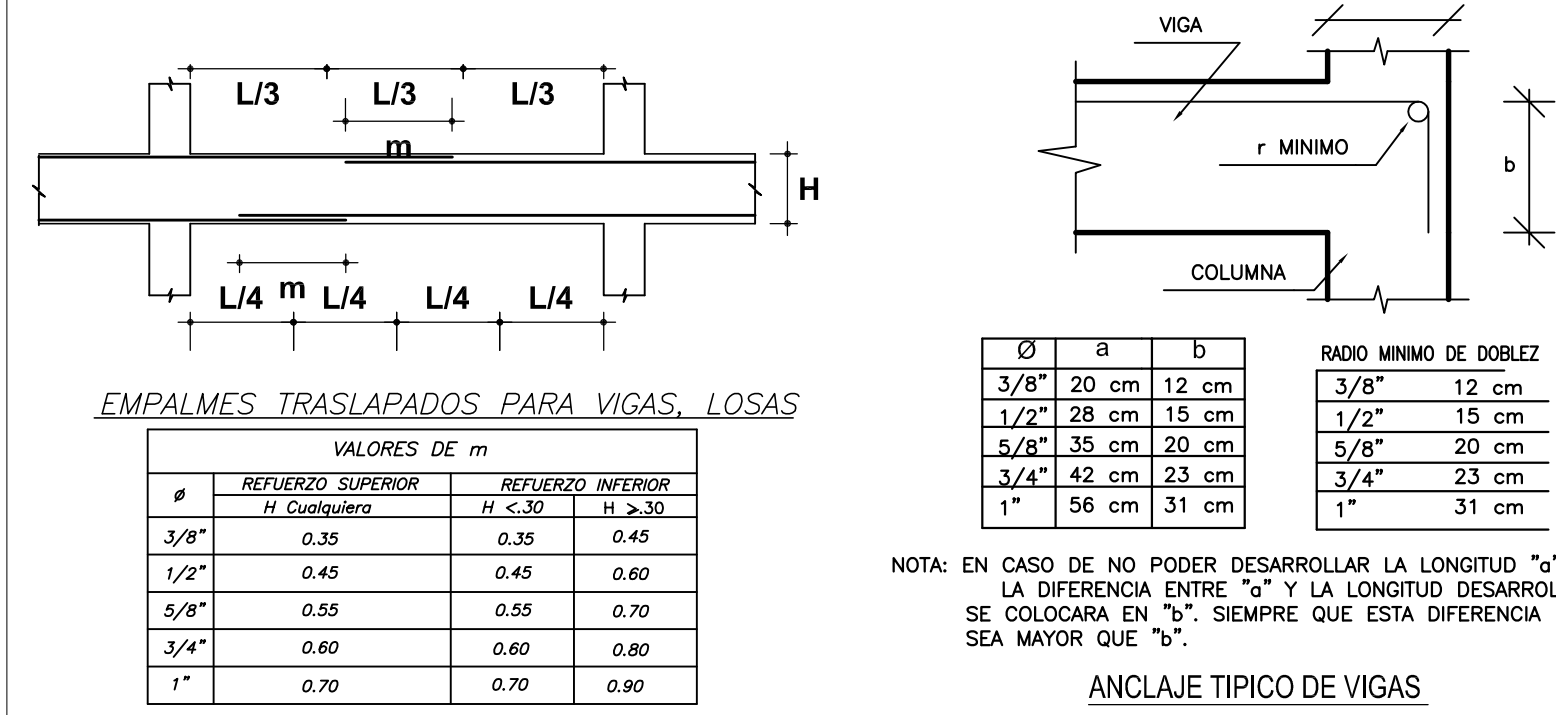
UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

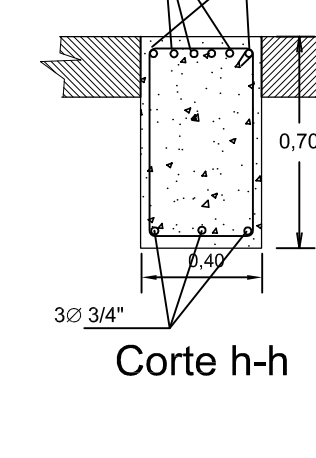
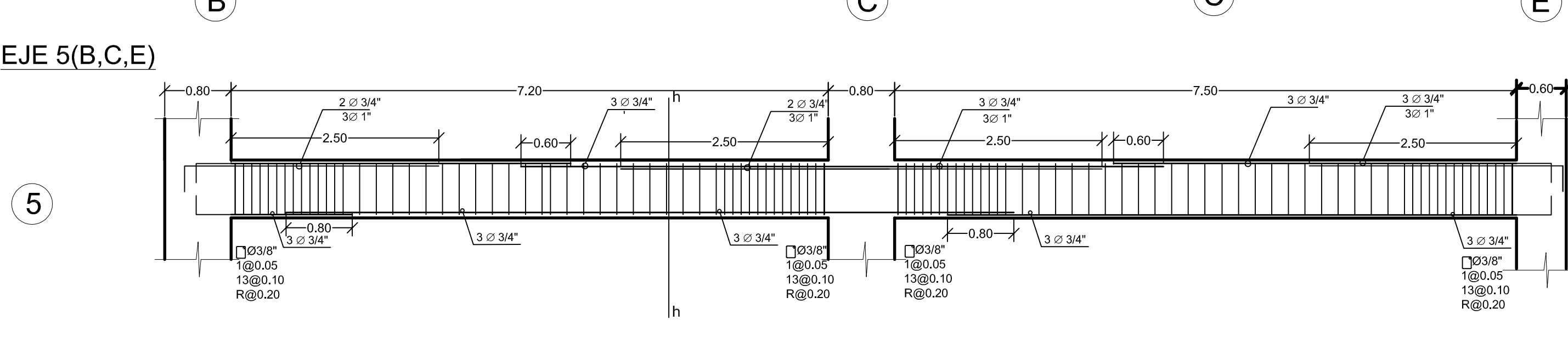
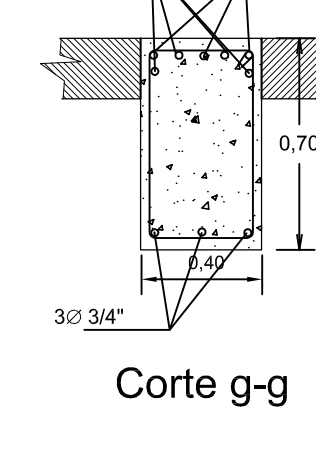
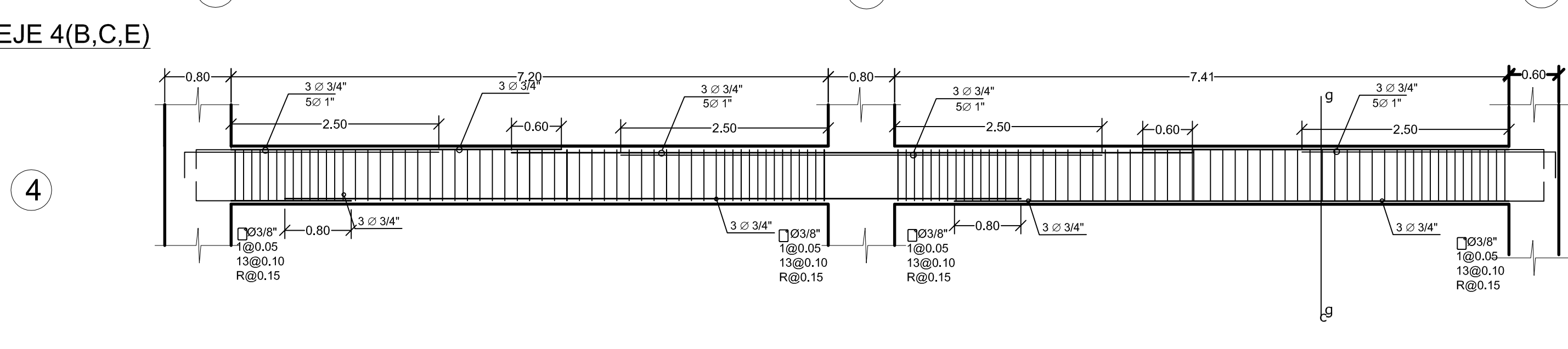
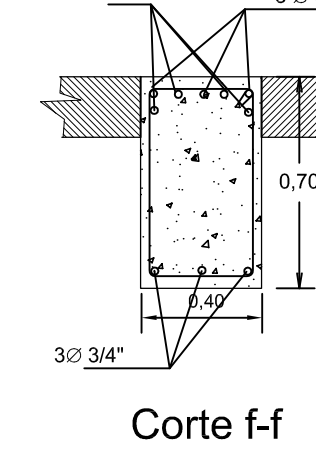
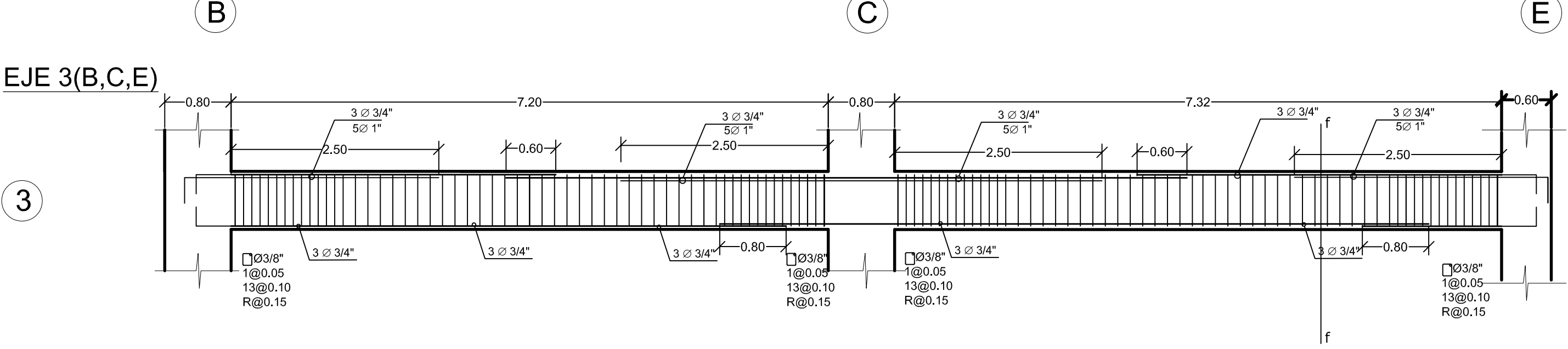
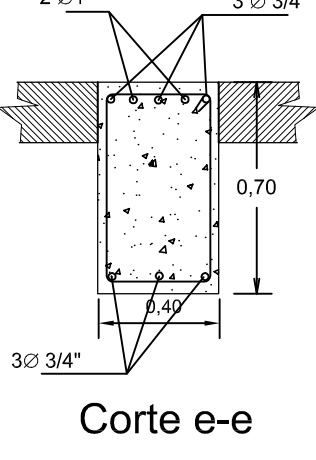
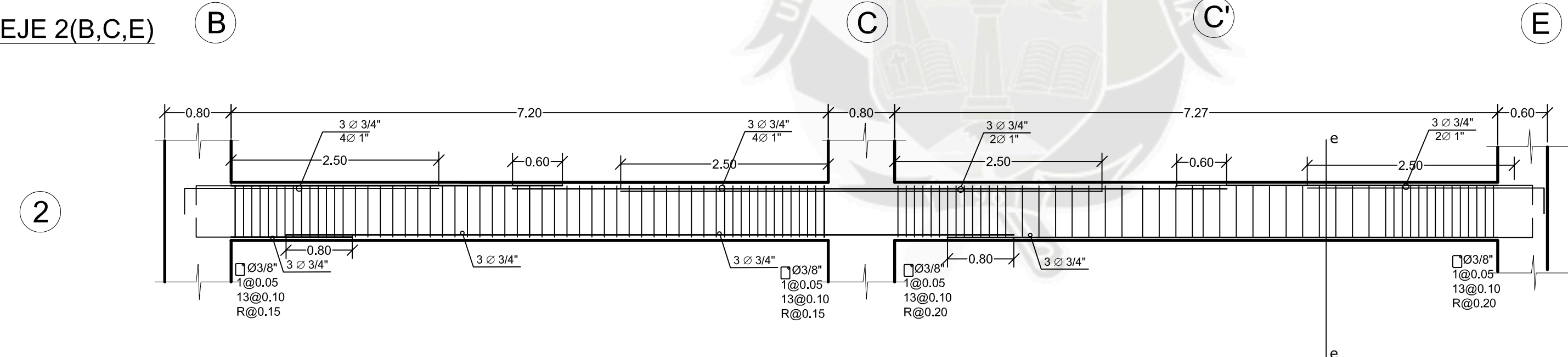
ESCALA: 1:50

SEGUNDO NIVEL
Vigas sobre aisladores

DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40



SEGUNDO NIVEL
DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".
PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
VIGAS SEGUNDO NIVEL
MODELO AISLADO
LAMINA:
ES-12
M.A.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA
FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:50

TERCER A QUINTO NIVEL

DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS

VALORES DE m		
Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR
3/8"	H < 30	H < 30
1/2"	0.35	0.35
5/8"	0.45	0.45
3/4"	0.55	0.55
1"	0.60	0.60
1 1/4"	0.70	0.70

Ø	a	b
3/8"	20 cm	12 cm
1/2"	28 cm	15 cm
5/8"	35 cm	20 cm
3/4"	42 cm	23 cm
1"	56 cm	31 cm

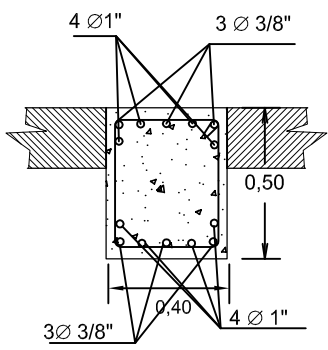
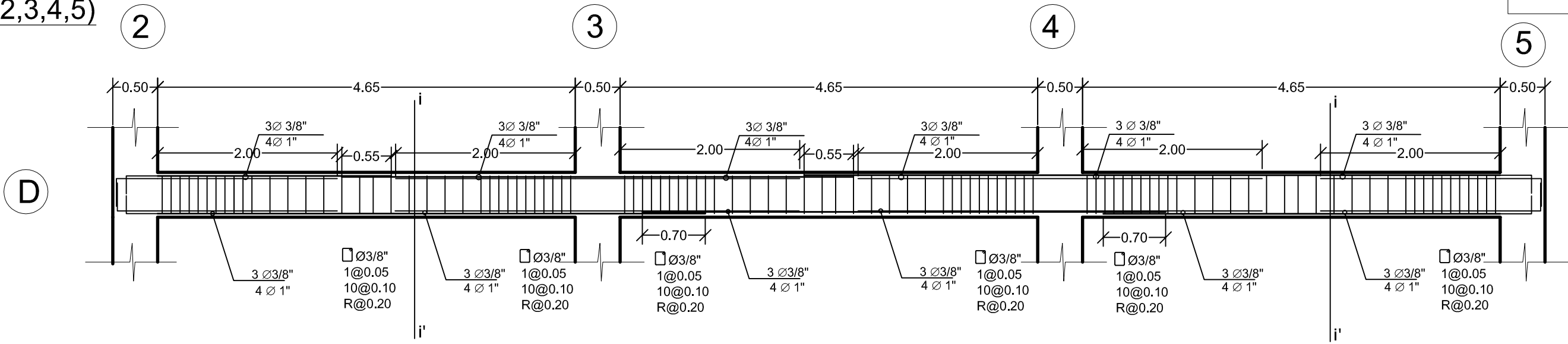
RADIO MINIMO DE DOBLEZ

3/8"	12 cm
1/2"	15 cm
5/8"	20 cm
3/4"	23 cm
1"	31 cm

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "a", LA DIFERENCIA ENTRE "a" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b". SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

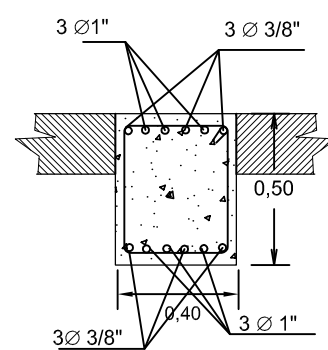
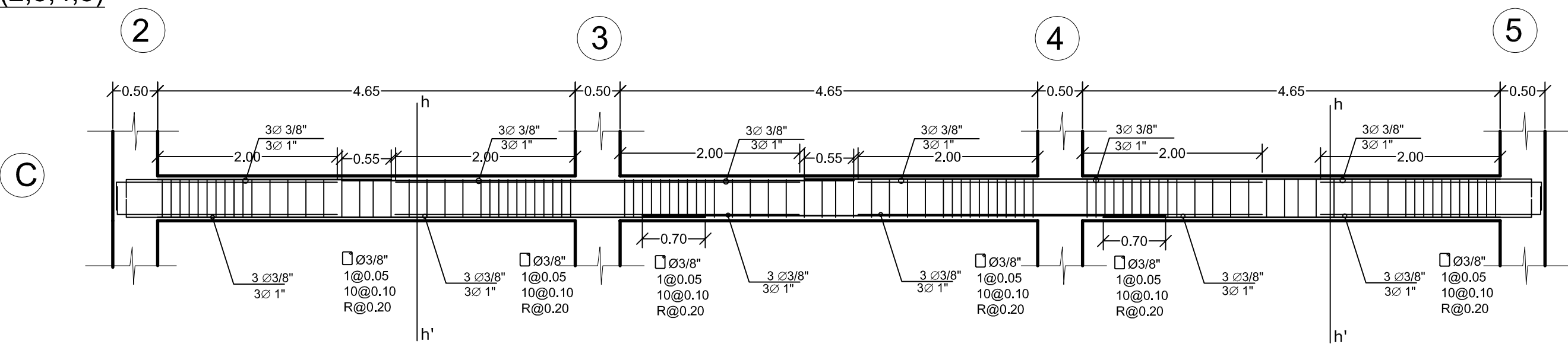
ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS

EJE D(2,3,4,5)



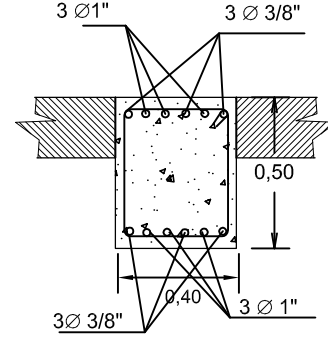
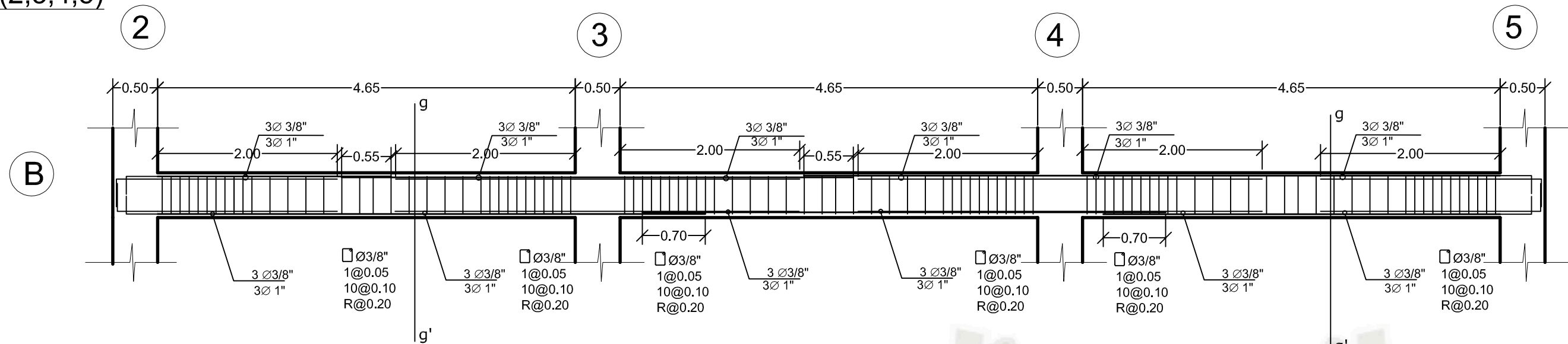
Corte i-i'

EJE C(2,3,4,5)



Corte h-h'

EJE B(2,3,4,5)

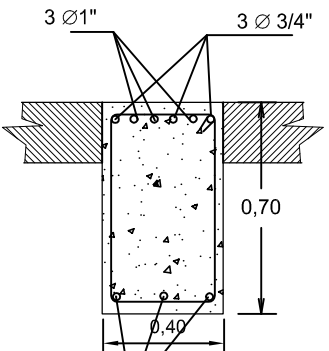
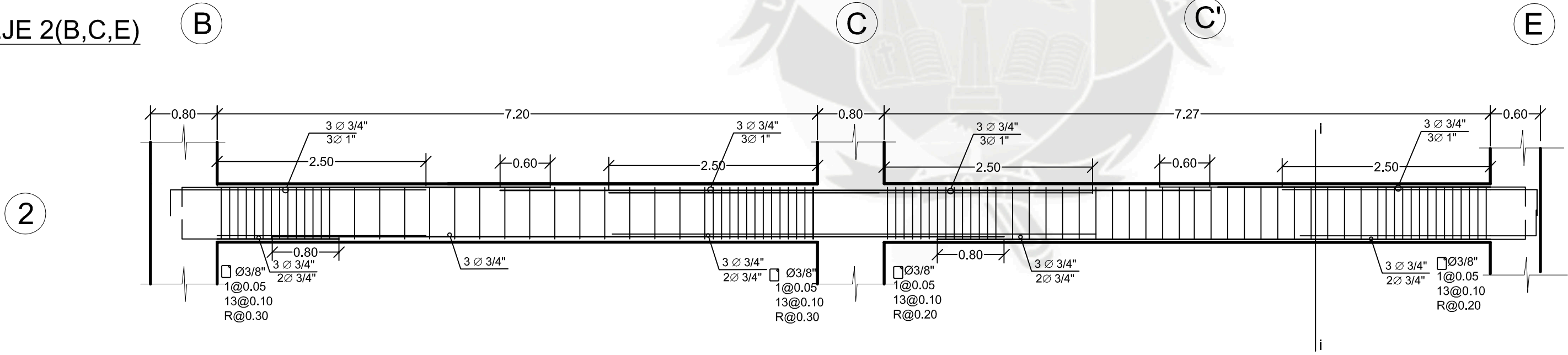


Corte g-g'

TERCER A SETIMO NIVEL

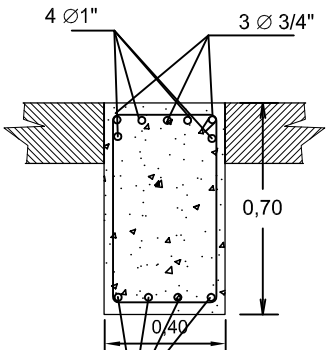
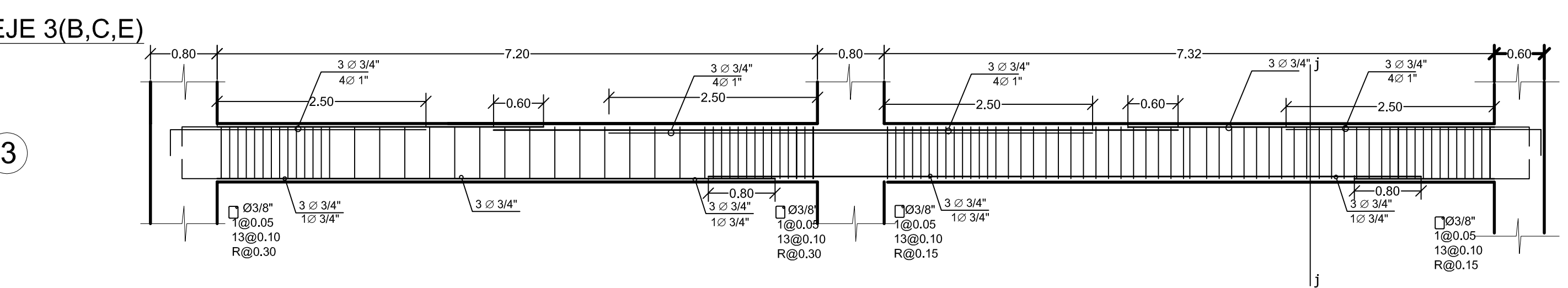
DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40

EJE 2(B,C,E)



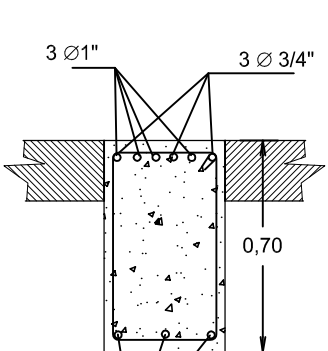
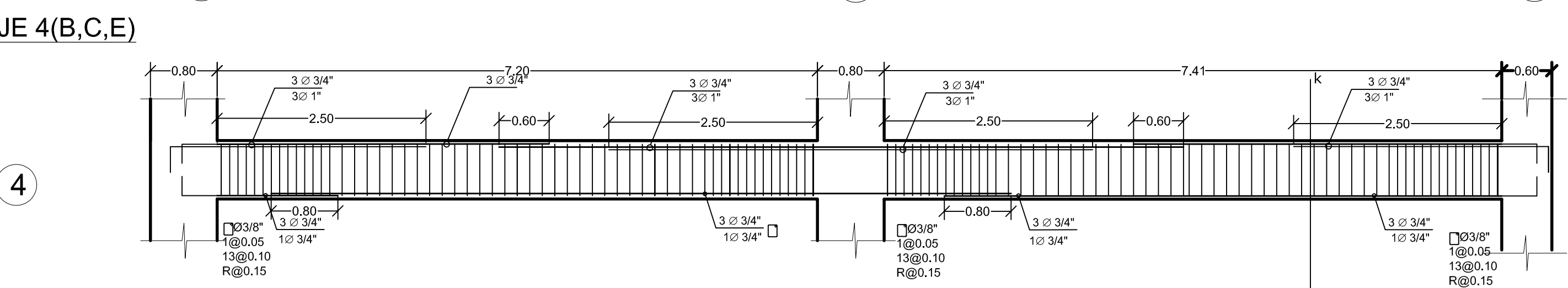
Corte i-i

EJE 3(B,C,E)



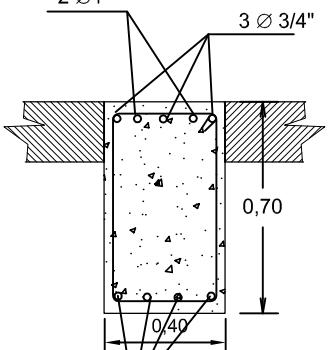
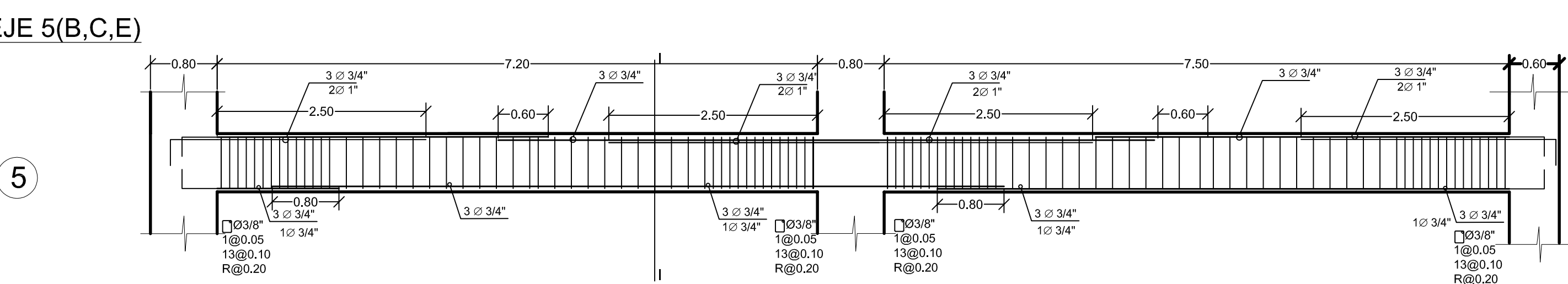
Corte j-j

EJE 4(B,C,E)



Corte k-k

EJE 5(B,C,E)



Corte l-l



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:

BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS

BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:

VIGAS 3ER-5TO NIVEL

MODELO AISLADO

LAMINA:

ES-13

M.A.

UBICACION:

PROVINCIA: AREQUIPA

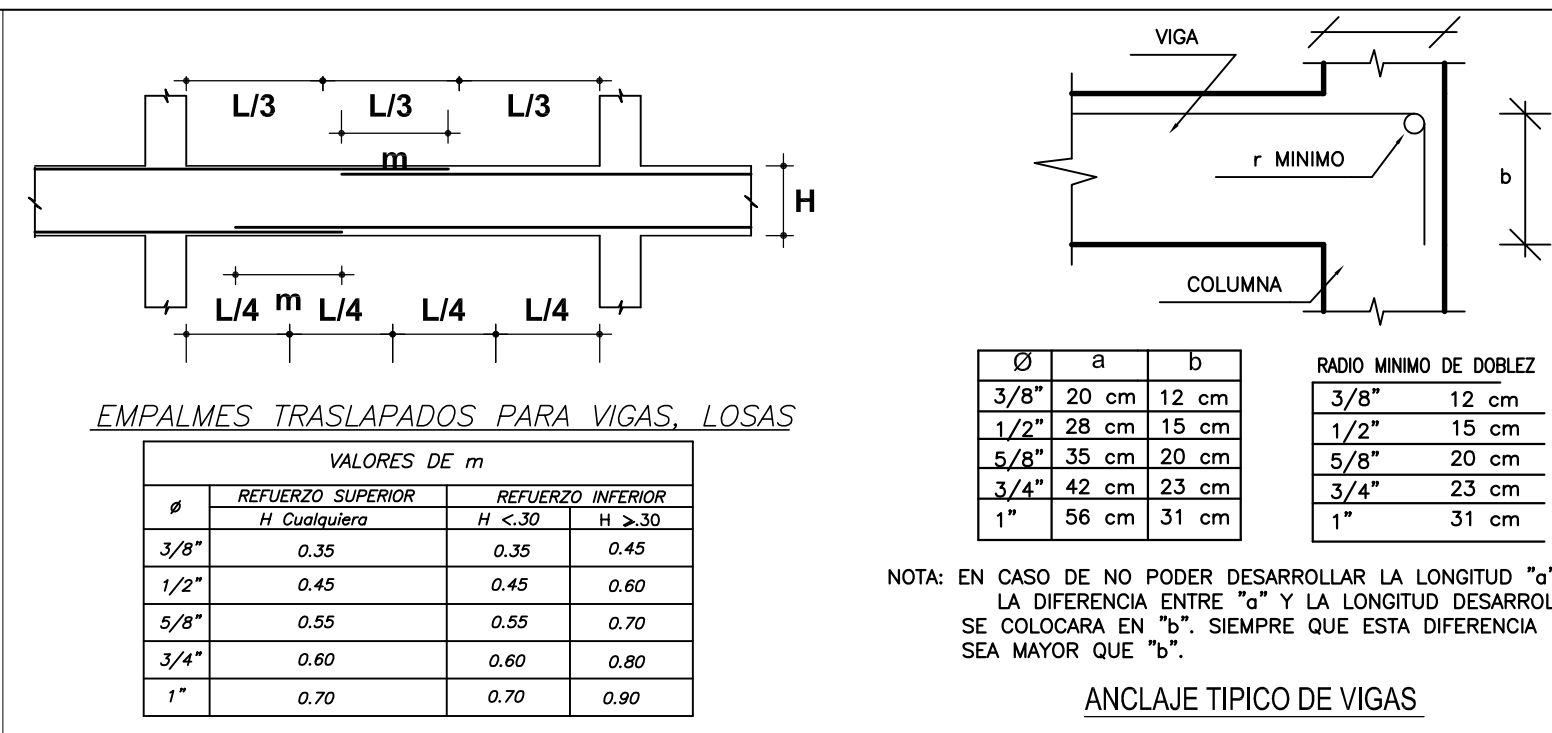
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014

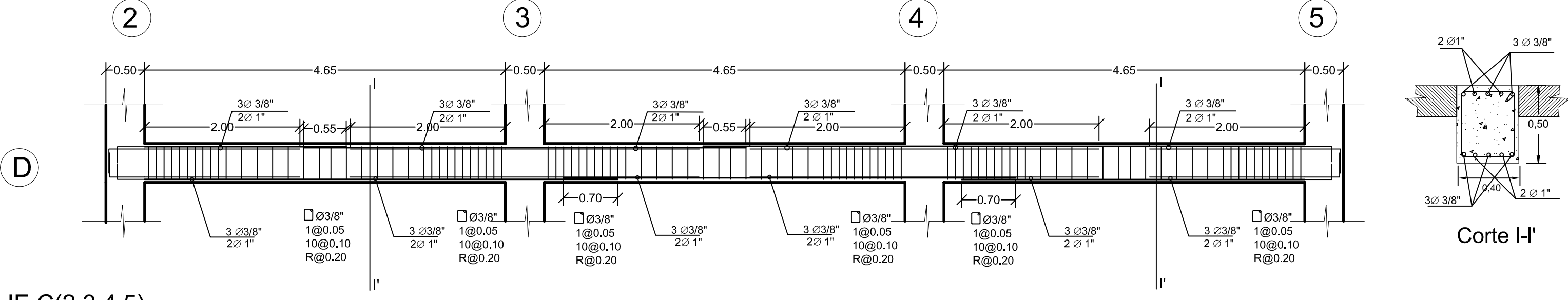
ESCALA: 1:50

SEXTO A NOVENO NIVEL

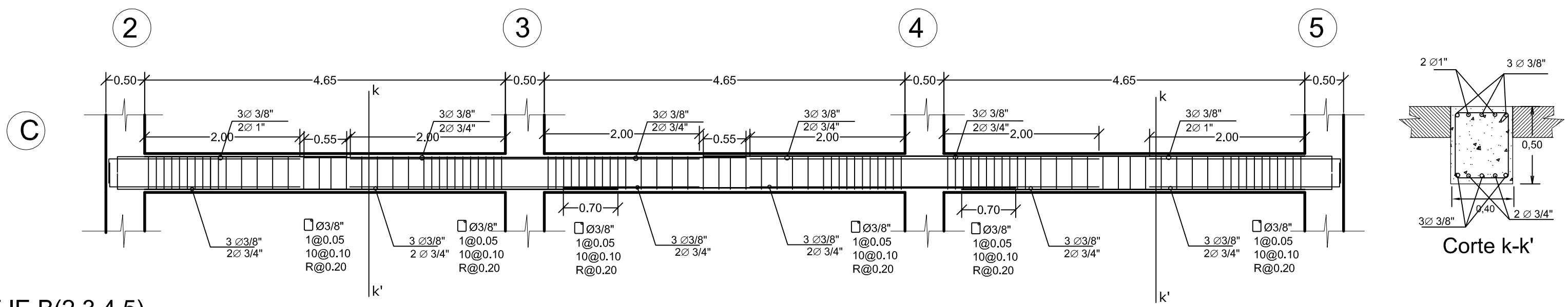
DETALLE DE VIGAS 0.50 x 0.40



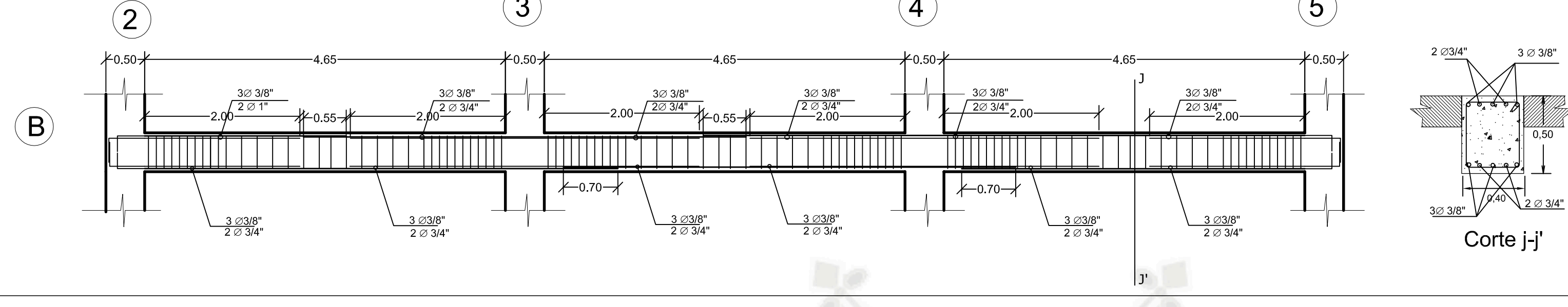
EJE D(2,3,4,5)



EJE C(2,3,4,5)



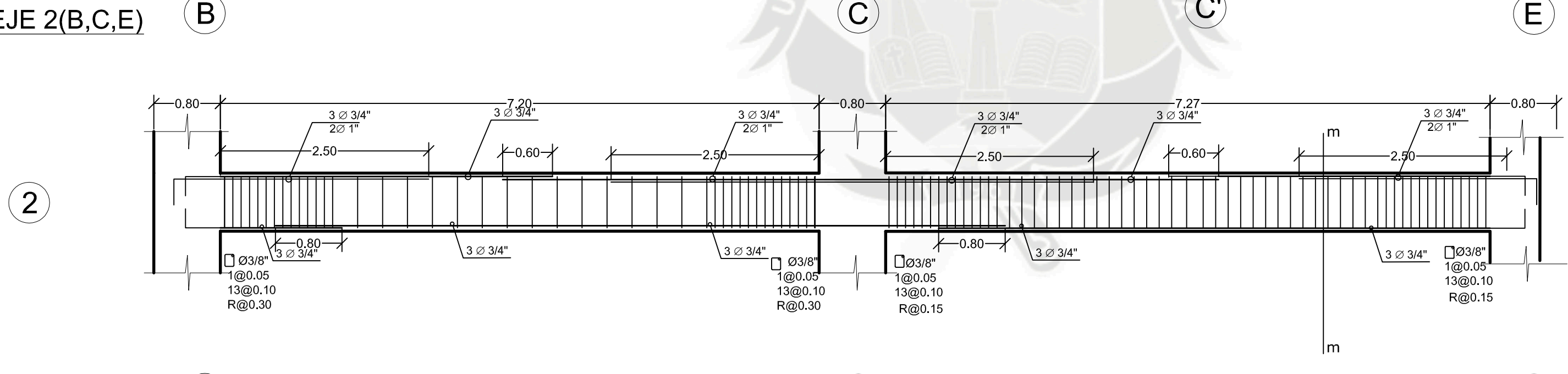
EJE B(2,3,4,5)



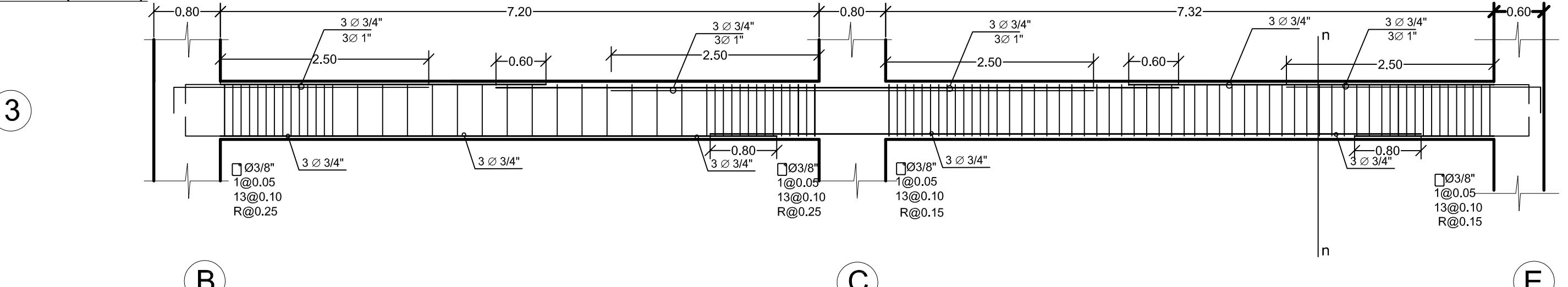
OCTAVO NIVEL

DETALLE DE VIGAS 0.70 x 0.40

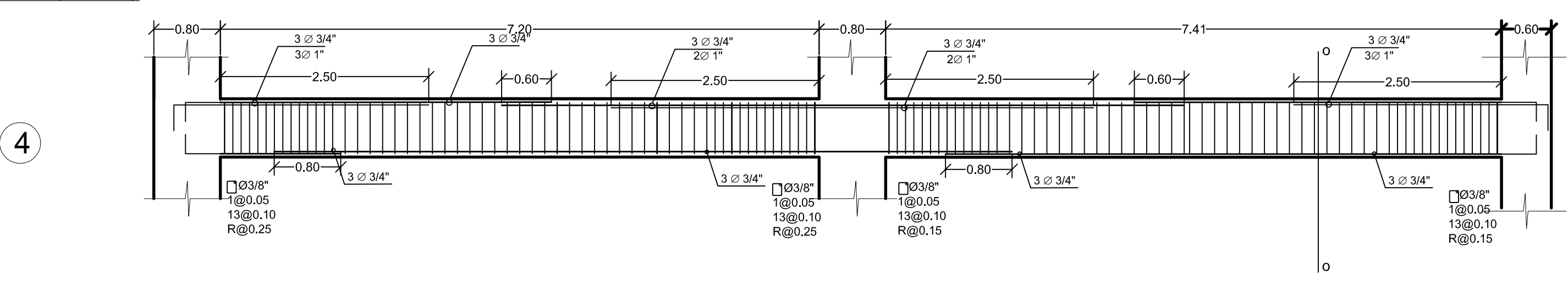
EJE 2(B,C,E)



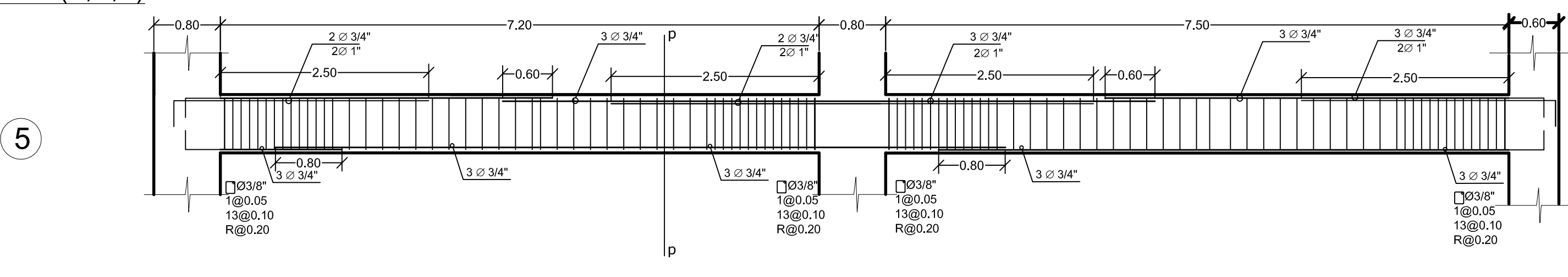
EJE 3(B,C,E)



EJE 4(B,C,E)



EJE 5(B,C,E)



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONALDE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:
"COMPARACIÓN EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SIETE NIVELES Y UN SOTANO CON Y SIN LA INCORPORACION DE AISLADORES SÍSMICOS".

PRESENTADO POR:
BACH. LLERENA BABILONIA, GUSTAVO JESUS
BACH. TITO CARPIO, MARILIA ALEJANDRA

PLANO:
VIGAS 6TO-9NO NIVEL
MODELO AISLADO

LAMINA:
ES-14
M.A.

UBICACION:
PROVINCIA: AREQUIPA
DEPARTAMENTO: AREQUIPA

FECHA: FEBRERO 2014
ESCALA: 1:50